



Det här verket har digitaliserats vid Göteborgs universitetsbibliotek och är fritt att använda. Alla tryckta texter är OCR-tolkade till maskinläsbar text. Det betyder att du kan söka och kopiera texten från dokumentet. Vissa äldre dokument med dåligt tryck kan vara svåra att OCR-tolka korrekt vilket medför att den OCR-tolkade texten kan innehålla fel och därför bör man visuellt jämföra med verkets bilder för att avgöra vad som är riktigt.

This work has been digitized at Gothenburg University Library and is free to use. All printed texts have been OCR-processed and converted to machine readable text. This means that you can search and copy text from the document. Some early printed books are hard to OCR-process correctly and the text may contain errors, so one should always visually compare it with the images to determine what is correct.



# **Avloppsledningars anpassning till ny teknik**

**Brunnsutformning**

**Brunnsavstånd**

**Självrensningsförmåga**

**Dan Ekbäck**

**Byggforskningen**

TEKNISKA HOGSKOLEN I LUND  
SEKTIONEN FÖR VÄRME OCH VATTEN  
BIBLIOTEKET

# Avloppsledningars anpassning till ny teknik

Självremsning. Brunnsutformning. Brunnsavstånd

Dan Ekbäck

På senare år har vidgat användande av högttrycksspolning och slamsugning som rensmetod samt tv-undersökning som inspektionsmetod motiverat en omprövning av nuvarande praxis beträffande placering och utformning av brunnar på avloppsnätet. De brunnar som i dag dominerar, nedstigningsbrunnar, utformas och placeras med hänsyn till rensnings- och inspektionsmetoder som börjar förlora i aktualitet.

Rapporten behandlar avloppsledningars förmåga till självrensning och bland annat därav betingade möjligheter till utökat brunnsavstånd samt förutsättningar för användning av mindre brunnar än nedstigningsbrunnar.

Självremsningsförmågan diskuteras mot bakgrund av skärspänningskriteriet i avloppsvattnet. Brunnsavståndet bestäms dels av ledningarnas självrensningförmåga, dels av kapaciteten hos inspektions- och rensningsmetoder. Utrymmesbehovet hos dessa metoder påverkar brunnsutformningen, men även så önskemålet om täthet mot markvattnet samt mot inrasning av sand och grus. Möjligheter till utökning av brunnsavstånd och minskning av brunnsdimension behandlas företrädesvis för ledningar med diameter av högst 400 mm.

## Självremsning i avloppsledningar

Arbetet har bedrivits genom litteraturstudier, enkät till kommuner samt fältförsök. Fältförsöken har enbart gällt spillvattenledningar.

Spillvattenledningar kan betraktas som sannolikt självrensande om skärspänningen, vid dimensionerande vattenföring enligt nedan, överstiger 1,5 N/m<sup>2</sup> (0,15 kp/m<sup>2</sup>) och som sannolikt inte självrensande om skärspänningen understiger 1,0 N/m<sup>2</sup>.

Dagvattenledningar och kombinerade ledningar kan betraktas som sannolikt självrensande om skärspänningen uppgår till 3 å 4 N/m<sup>2</sup> vid en vattenföring med någorlunda lång varaktighet och hög frekvens årligen. (För korrekt dimensionerade regnvattenledningar och kombinerade ledningar bör villkoret

uppfyllas om vid beräkning av skärspänningen förutsätts halvfyllt rörsektion.)

Som dimensionerande flöde för en spillvattenledning med mellan ca 80 och ca 3 000 anslutna personer används det flöde som uppnås eller överskrids under 10 % av dygnet, detta flöde beräknas ur

$$q_{dim} = (1 + \frac{23}{\sqrt{P}}) q_{med}$$

Med  $P$  avses antal anslutna personer till ledningen.  $q_{med}$  bör ges det värde som gäller för vattenförbrukningens medelvärde under minimidygn. Om antalet anslutna personer är större än ca 3 000, används flödet under medeldygns medeltimme som dimensionerande flöde.

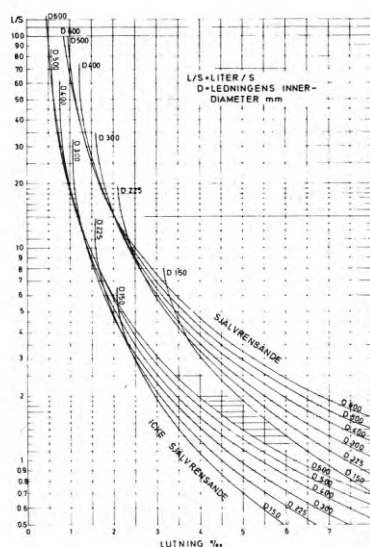
Vid dimensionering av självrensning är skärspänningen vid ledningens botten avgörande. Denna är emellertid beroende av fyllnadshöjden,  $h/d$ . Här föreslås att skärspänningen vid botten,  $\tau_{max}$ , beräknas ur

$$\tau_{max} = \tau_0 (6 - h/d)/5$$

Med  $\tau_0$  avses medelskärspänningen enligt

$$\tau_0 = g \gamma R I$$

Diagrammet nedan, som gäller spillvattenledningar, har uppgjorts med ovanstående förutsättningar.



## Byggeforskningen Sammanfattningar

R62:1975

Nyckelord:

avloppsledningar, självrensning, brunnsdimensioner.

Rapport R62:1975 hänför sig till forskningsanslag 730028-6 från Statens råd för byggnadsforskning till Orrje & Co AB, Stockholm.

UDK 628.24/.25

SfB (50)

ISBN 91-540-2503-6

Sammanfattning av:

Ekbäck, D, 1975. *Avloppsledningars anpassning till ny teknik. Självrensningförmåga. Brunnsutformning. Brunnsavstånd.* (Statens råd för byggnadsforskning) Stockholm. Rapport R62:1975, 120 s., ill. 22 kr + moms.

Rapporten är skriven på svenska med svensk och engelsk sammanfattning.

Distribution:

Svensk Byggtjänst

Box 1403

111 84 Stockholm

Tel: 08/24 28 60

Grupp: konstruktion

## Ökat tillåtet avstånd mellan brunnar

Grundförutsättningen är att största tillåtna avstånd mellan brunnar bestäms av om ledningen är självrensande eller icke, varvid större avstånd tillåts för självrensande ledningar än för icke självrensande.

Utgångspunkt för brunnspaceringen bör vara att brunn placeras så att alla ledningar i nätet blir åtkomliga.

Brunnsavstånden för ledningar där man väntar sig att högttrycksspolning skall behöva utföras, dvs. för ledningar som inte är självrensande, maximeras till 100 m.

Maximalt tillåtet brunnssavstånd för självrensande ledningar kan sättas till 200 m. Sådana sträckor kan även de rensas med högttrycksspolning, om än med vissa besvär.

## Motiv för större avstånd mellan brunnar



Lägre arbetsinsats vid anläggning



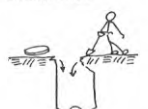
Minskad frysrisk i ledningsgraven



Färre insläppspunkter för regn- och smältvatten



Förenklad gatunderhåll



Minskad risk för insläpp av sand och grus i samband med inspektion och justering av betäckning

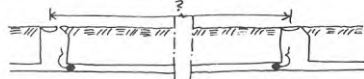


Minskad risk för insläpp av sand och grus samt inläckning av grundvatten

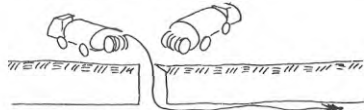
## Kvarstående problem om större brunnssavstånd tillåts



Gränsdragningen mellan självrensande och icke självrensande ledningar bör ytterligare studeras för att minimera risken för underhållsproblem.



Lämpliga brunnssavstånd med hänsyn till provtryckning; kriterier på täthet



Högttrycksspolningens rensningseffekt, lämplig spolslanglängd och lämpligt spolningstryck, bör ytterligare studeras.

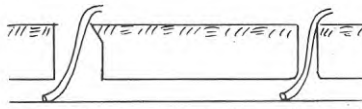
Utgivare: Statens råd för byggnadsforskning

## Minskad dimension hos brunnar

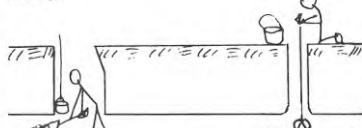
Grundförutsättningen är att två dominerande aktiviteter, högttrycksspolning för rensning och tv-undersökning för inspektion, bestämmer minsta brunnstorlek.

Möjligheter till ledningsrensning får inte nämnvärt försväras genom användning av liten brunn.

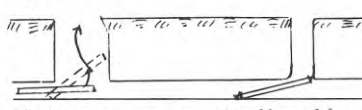
## Frekvens av stopp och åtgärdandets beroende av brunnstorlek



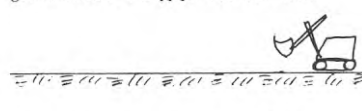
Total förekomst av stopp i en "normalkommun" uppgår till ca 1 stopp per 4 km och år. Nästan alla stopp kan åtgärdas lika väl från en liten brunn som från en normalstor (nedstigningsbrunn).



Förekomsten av stopp som med viss svårighet klaras från en liten brunn men lättare från en normalstor uppgår till ca 1 stopp per 40–80 km och år.



Förekomsten av stopp som inte klaras från en liten brunn men kan åtgärdas via en stor uppgår till cirka 0–1 stopp per 400 km och år.



Förekomsten av stopp som varken kan åtgärdas från en liten eller stor brunn utan uppräknad uppgår till cirka 0–1 stopp per 80 km och år.

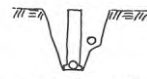
## Motiv för mindre brunnssdimension



Reducerad materialåtgång för brunnar



Mindre vikt – lägre arbetsinsats vid installation



Minskad schakt (Betydelsefullt särskilt vid berggrav.)



Systematisering av materialval möjliggörs



Fogningen förenklas. Lättare att få tät mot inläckande grundvatten och grus.

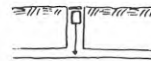
## Kvarstående problem om mindre brunn (tillsynsbrunn) väljs



Inverkan på inspektions- och rensningsmetoder av rörböjor utanför brunn – som ofta blir nödvändiga



Kan tv-inspektionsutrustning utvecklas för anslutande ledningsdimension 150 (160) mm till liten brunn?



Modifiering av flödesmätning – om mätaren skall rymmas i brunnen under lock



Är lokalisering av läckor genom successiv provtryckning en vanlig metod? I så fall bör undersökas om den (ev. efter modifiering) kan användas i liten brunn



Får effekten av förlorad magasinvolym på dagvattenledningar vid övergång till små brunnar, och ev. på större avstånd, någon betydelse?



Finns det risk för andra problem om ledningen görs tät (genom små brunnar med täta betäckningar och ev. på större avstånd) – exempelvis obehaglig lukt, korrosionsproblem, störningar i biologisk del av avloppssystem, bildning av explosiva eller giftiga gaser?

Lämpligen bör endast en dimension för liten brunn föreslås. I valet mellan två närliggande dimensioner bör den grövre av de två väljas.

- Högttrycksspolning och samtidig slamsugning kan utföras i dimension  $\varnothing$  300 m eller större.
  - Tv-inspektion, med den utrustning som i dag dominerar marknaden, har visats kunna användas i dimension  $\varnothing$  400 mm och i alla anslutningar som inte är mindre än  $\varnothing$  200 mm.
  - Ledningar i lokala nät – vilket det här är frågan om – har dimensioner upp till  $\varnothing$  400 mm. Grövre dimensioner är ovanliga. Brunnen bör inte vara mindre än den ledning som brunnen är ansluten till.
- Brunnsdimensionen  $\varnothing$  400 mm föreslås. Det bör framhållas att den tv-utrustning som idag används har utformats utan motiv till dimensionsbegränsning eftersom utrymmet i nedstigningsbrunnar är väl tilltaget.



# Adaption of sewers to modern technics

Self cleaning ability. Designing of access points. Spacing of access points.

Dan Ekbäck

The increased use, in recent times, of high pressure flushing and sludge removal by suction as methods of cleaning and the use of TV as a method of inspection has lead to the need to reconsider the present practice of designing and spacing access points in a sewer network. The access points used today, manholes, are designed and placed to meet the requirements of cleaning and inspection methods which are beginning to fall into disuse.

The report deals with sewer systems ability to be self cleaning and among other things, the consequential possibilities of increased distances between access points and the conditions governing the use of smaller access points.

Self cleaning ability is discussed against the background of the shear stress criteria of the sewage water. The distance between access points is governed partly by the self cleaning ability of the sewer and partly by the capacity of the inspection and cleaning methods. The space required to operate these methods influences the form of the access points as does the ability of the access points to withstand infiltration by the ground water and entrance by small falls of sand and gravel. The possibility of increased distances between access points and a reduced size of access points is discussed, with special reference to sewers of under 400 mm diameter.

## Self cleaning in sewers

The work has included the study of available literature, questionnaires to communities and field studies. The field studies have been carried out solely on domestic sewers.

Domestic sewers can be considered as probably self cleaning when the shear stress, under the dimensioning conditions of flow as described below, exceed  $1,5 \text{ N/m}^2$  ( $0,15 \text{ kp/cm}^2$ ) and as probably not self cleaning if the shear stress is less than  $1,0 \text{ N/m}^2$ .

Storm water sewers and combined sewers can be considered as probably self cleaning when the shear stress reaches  $3-4 \text{ N/m}^2$  under flow conditions which occur frequently and are of a reasonably long duration. (This condition should be met for correctly designed storm water and combined sewers when

the calculation of the shear stress is made for a half filled pipe section.)

The dimensioning flow for a domestic sewer catering for a population of between 80 and 3 000 is the flow which is met or exceeded during 10 % of a 24 hour period and is calculated from:

$$q_{dim} = (1 + \frac{23}{\sqrt{P}}) q_{med}$$

where  $P$  is the population catered for by the sewer.  $q_{med}$  should be given the value of the mean consumption during a minimum 24 hour period.

If the population catered for exceeds about 3 000 the dimensioning flow is that during the mean hour of the mean 24 hour period.

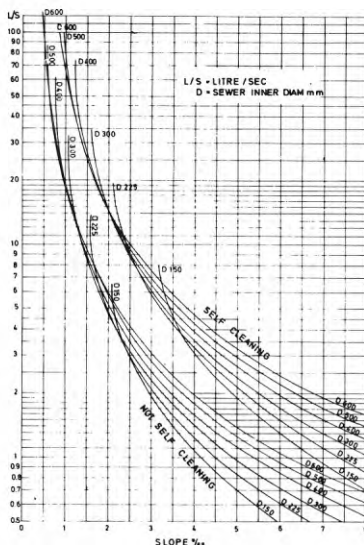
The determining factor in self cleaning design is the shear stress at the bottom of the sewer. This is, however, dependant on the depth of flow,  $h/d$ . Here it is proposed that the shear stress at the bottom,  $\tau_{max}$ , be calculated from:

$$\tau_{max} = \tau_0 (6 - h/d)/5$$

where  $\tau_0$  is the mean shear stress according to

$$\tau_0 = g\gamma RI$$

The diagram below, which is applicable for domestic sewers, has been drawn up from the above conditions.



## Swedish Building Research Summaries

R62:1975

Key words:

sewers, self cleaning ability, size of access points.

Report R62:1975 refers to Research grant 730028-9 from the Swedish Council for Building Research to Orrje & Co - Scandiaconsult, Stockholm

UDC 628.24/.25

SfB (50)

ISBN 92-540-2503-6

Summary of:

Ekbäck, D., 1975. *Avloppsledningars anpassning till ny teknik. Självrensningens förmåga. Brunnsvårmsformning. Brunnsvårmsavstånd. Adaption of sewers to modern technics. Self cleaning ability. Designing of access points. Spacing of access points.* (Statens råd för byggnadsforskning), Stockholm. Rapport R62:1975, 120 p., ill. 22 Kr.

The report is in Swedish with Swedish and English summaries.

Distribution:

Svensk Byggtjänst  
Box 1403  
S-111 84 Stockholm  
Sweden

## Increased permitted distance between access points

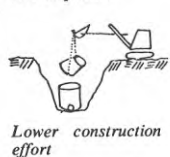
The basic condition is that the greatest permitted distance between access points depends on whether the sewer is self cleaning or not. Greater distances without access points are permitted for sewers which are self cleaning than for those which are not.

A criterion for the placing of access points should be that all parts of the network are accessible from an access point.

The distance between access points where high pressure flushing is expected to be used, non self cleaning sewers, should not exceed 100 m.

In the case of self cleaning sewers the maximum spacing between access points can be put at 200 m. Such sewer lengths can be cleaned using high pressure flushing, if with some difficulty.

## Motives for greater distances between access points



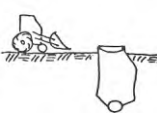
Lower construction effort



Less risk of frost damage



Fewer infiltration points for rain and thaw water



Simplified street maintenance



Fewer points for sand and gravel to enter during inspection or adjustment of the cover

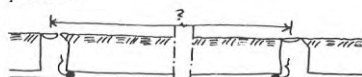


Less risk of sand and gravel entering or infiltration of ground water

## Remaining problems with greater distance between access points



The boundary conditions between self cleaning and non self cleaning sewers should be further investigated to minimise the risk for maintenance problems.



Suitable distance between access points with regard to tightness during pressure testing



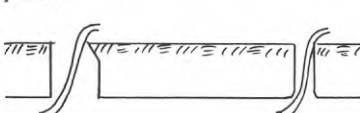
High pressure flushing efficiency, suitable flushing length and pressure, be further studied.

## Reduced size of access points

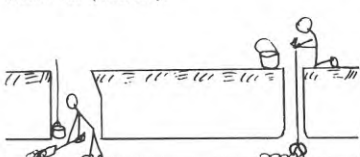
The basic condition is that the two main activities, high pressure flushing with sludge removal and TV inspection, determine the minimum size of access point.

Possibilities of sewer cleansing must not be reduced in a noteworthy way by the use of minimum access points.

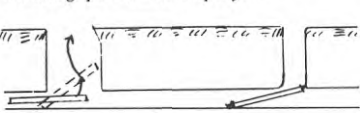
## Occurrence of blockages in sewers and their clearance as a function of the size of access points



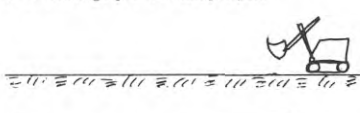
The occurrence of blockages in a "normal community" amounts to 1 blockage per 4 km per year. Nearly all blockages can be cleared as easily from a small access point as from one of normal size (manhole).



The occurrence of blockages which can be cleared with difficulty from a small access point but more easily from a normal one amount to about 1 blockage per 40 – 80 km per year

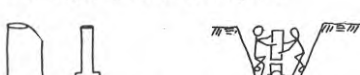


The occurrence of blockages which cannot be cleared from a small access point but which can be cleared from a normal one amount to about 0–1 blockage per 400 km per year



The occurrence of blockages which can be cleared neither from a small access point nor from a normal one amount to about 0–1 blockage per 80 km per year

## Motives for narrower access points



Less raw materials required for access points



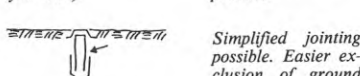
Less weight – lower work effort required for construction



Less excavation (important, especially in rock)



Systematic choice of materials is made possible.



Simplified jointing possible. Easier exclusion of ground water and backfill

## Remaining problems with smaller access points (maintenance and inspection points – M & I points)



The effect on inspection and cleaning methods of pipe bends away from M & I points – which often prove necessary



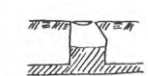
Can TV inspection equipment be developed for connecting sewer sizes 150 (160) mm to M & I points



Modification of flow measurement equipment – if the flow meter is to be installed in the M & I point under the cover



Is the location of leakages by pressure testing of sections a common method – if so the possibility of using the method (modified if necessary) in M & I points should be studied



Will the effect of the reduced storage volume, as a result of a change to M & I points and at possibly greater distances from one another be of importance



Is there a risk for other problems if the sewers are more effectively sealed (by the use of M & I points, with tight covers, and at possibly greater distances from one another) – e.g. obnoxious smells, corrosion problems, interference in the biological part of the sewage treatment, formation of explosive or poisonous gases.

It is desirable that only one size of small access point be proposed. In a choice between two almost similar dimensions the larger should be chosen.

- High pressure flushing in combination with sludge removal can be carried out in sewers of 300 mm diameter, or more.
- TV inspection, with the equipment that today dominates the market, has been shown to be usable in access points with dimension 400 mm and in all connecting sewers not less than 200 mm.
- Sewers in a local system, which is what is considered here, have dimensions up to 400 mm. Larger diameters are unusual. The access point should not be smaller than the sewer to which it is connected.

An access point diameter of 400 mm is proposed.

It should be stated, however, that the equipment for TV-inspection, used today, has been constructed without need for restriction of its size because the dimension of normal access points (manholes) is exaggerated for this purpose.

Rapport R62:1975

AVLOPPSLEDNINGARS ANPASSNING TILL NY TEKNIK

Brunnsutformning

Brunnsavstånd

Självrensningsförmåga

Dan Ekbäck

Denna rapport hänför sig till forskningsanslag 730028-9 från  
Statens råd för byggnadsforskning till Ingenjörsfirman Orrje &  
Co AB, Stockholm

Statens råd för byggnadsforskning  
ISBN 91-540-2503-6

LiberTryck Stockholm 1975

## FÖRORD

Avloppsledningssystem byggs i stor utsträckning med teknik som baseras på under lång tid vunna erfarenheter. Men mycket av utförandepraxis har på senare tid börjat ifrågasättas. Särskilt gäller detta utformning av brunnar och avstånd mellan brunnar. Nya metoder för inspektion och rensning av ledningar har framkommit.

Mot denna bakgrund lämnade Statens Råd för Byggnadsforskning (BFR) i mars 1973 anslag till Orrje & Co - Scandiaconsult för att utreda möjligheterna att använda brunnar med mindre dimension än de nedstigningsbrunnar som idag dominerar i nyproduktionen samt klarlägga förutsättningarna för en minskning av antalet brunnar i ledningsnäten. Den sistnämnda frågeställningen sammanhänger med ledningars självrensning, som därigenom kom att ingå som en väsentlig del i arbetet. Projektet hade ursprungligen initierats i samverkan mellan Orrje & Co och Utvecklingsgruppen för Termoplaströr inom Sveriges Plastförbund.

En referensgrupp, representerande tillverkare och avnämare, har varit knuten till projektet. Gruppen sammanträdde i juni 1973. Vid sammanträdet diskuterades projektets utformning och fastslogs riktlinjer för hur arbetet borde bedrivas. Ett ytterligare sammanträde hölls i mars 1975, varvid ett preliminärt rapportmanuskript diskuterades. På basis härav omarbetades manuskriptet och erhöll slutgiltig form.

Genom BFRs förmedling etablerades sommaren 1973 kontakt med Norsk Institutt for Vannforskning (NIVA) i Oslo och Vassdrags- og havnelaboratoriet (VHL) vid Tekniska Högskolan i Trondheim, vilka institutioner planerade genomföra ett forskningsprojekt om "Sedimentering og begroing i avløpsrør". Det beslöts att projekten skulle utföras i samarbete med Orrje & Co och NIVA/VHL, speciellt beträffande undersökning av självrensningsförmåga i existerande avloppsledningar. Emellertid dröjde det formella beviljandet av medel till det av NIVA/VHL planerade projektet, varför fältundersökningen kom att genomföras utan dessa institutioners medverkan. Under utredningstiden har kontakt hållits med NIVA, civilingenjör Sten-Ulrik Heines, och VHL, civilingenjör Torbjörn Tekle, bl a genom två besök vid NIVA av undertecknad, varvid värdefulla synpunkter erhöles på projektets uppläggning och anvisningar erhöles om intressant litteratur beträffande självrensning i avloppsledningar.



Fältundersökningen utfördes under våren och sommaren 1974. Betongrörföreningen har bidragit till finansieringen av arbetet.

Försök utfördes i Upplands-Bro, Täby och Skutskärs kommuner som välvilligt bidrog med erforderlig handräckningstjänst m m.

En rundfråga till landets kommuner om ledningar som ger problem med avsättningar av sand och slam sändes ut vid årsskiftet 1973-74. Adresser till rätta instanser i kommunerna erhöles genom Svenska Vatten- och Avloppsverksföreningens (VAV) försorg.

VAV har under arbetets gång välvilligt ställt till förfogande resultat från de två rundfrågor, TR22 och TR23, föreningen sände ut under 1973.

En kortfattad beskrivning av projektet har översatts till engelska, tyska och franska och sänts till 29 utländska institutioner. Mottagarna ombads att om möjligt kommentera projektet och dess förutsättningar. Projektbeskrivningen upprättades i samarbete med NIVA/VHL. Adresser till lämpliga mottagare erhöles från VAV och från Ingenjörsvetenskapsakademiens kontaktmän i Washington, Paris, London och Bonn.

Beträffande brunnsutformning och brunnssavstånd med hänsyn till TV-inspektion och rensning med högtrycksspolning har inhämtats synpunkter från Elektronisk Undersökning AB (EUAB), ing Set Sandell, och Nordisk Avloppsteknik AB (Natab), ing Bo Larsson. Ing Yngve Hallberg vid Sundsvalls kommuns gatukontor har välvilligt arrangerat demonstration av samtidig högtrycksspolning och slamsugning i brunn med liten dimension.

Utredningsman hos Orrje & Co för projektet har varit undertecknad. Dessutom har bl a medverkat även civ ing Runo Stenberg, civ ing Daniel Helyear och ing Bertil Lindqvist. Civ ing Sigge Thernwall har varit projektledare.

Stockholm den 11 augusti 1975

Dan Ekbäck

## INNEHÅLL

BETECKNINGAR	6
1. SJÄLVRENSNING I AVLOPPSLEDNINGAR	7
1.1 Allmänt	7
1.2 Variationer i spillvattenflöden	7
1.3 Skärspänning i rörledning	15
1.3.1 Område för uppkomst av avsättningar	15
1.3.2 Skärspänningens variation över ledningstvärsnittet	18
1.4 Kritisk skärspänning	26
1.4.1 Allmänt	26
1.4.2 Litteratur om kritisk skärspänning	29
1.4.3 Fältförsök	41
1.4.4 Enkät	60
1.4.5 Konklusion	73
2. NUVARANDE PRAXIS I BRUNNARS FUNKTION OCH AVSTÅND	84
2.1 Inledning	84
2.1.1 Rensning	85
2.1.2 Inspektion	85
2.2 VAV:s rundfråga TR 22 och 23	86
2.2.1 Användning av nedstigningsbrunnar	86
2.2.2 Brunnssavstånd	86
2.2.3 Rensningsberedskap	87
2.3 Drifterfarenheter	87
2.3.1 VAV:s statistik	87
2.3.2 Rensmetod i förhållande till typ av stopp	88
2.3.3 Inspektionsmetoder, lokalisering av fel	89
2.3.4 Flödesmätningar	92
2.3.5 Provtryckning	94
2.3.6 Lokalisering av läcka genom successiv provtryckning	94
2.3.7 Tätning utan uppgrävning	94
3. ÖKAT TILLÅTET AVSTÅND MELLAN BRUNNAR	95
3.1 Motiv för större avstånd mellan brunnar	95
3.2 Förslag till tillåtna brunnssavstånd	96
3.3 Praktiska begränsningar för större avstånd	96
3.4 Kvarstående problem	97
4. MINSKAD DIMENSION HOS BRUNNAR	99
4.1 Allmänt	99
4.2 Motiv för mindre brunnsdimension	99
4.3 Brunnsdimension m h t högtrycksspolning	100
4.4 Brunnsdimension m h t TV-undersökning	101
4.5 Förslag till brunnsdimension	102
4.6 Kommentarer	103
4.7 Kvarstående problem	104
5. KOMMENTARER FRÅN UTLÄNDSKA INSTITUTIONER ETC	108
6. SLUTORD	113
REFERENSER	116
BILAGA	118

## BETECKNINGAR

A	vattenfylld tvärsnittsarea
d	diameter
g	tyngdaccelerationen (9,81 m/sek <sup>2</sup> )
h	fyllnadshöjd i ledning, absolut mått
h/d	fyllnadshöjd i ledning, relativt mått
I	energilinjes lutning, i allmänhet lika med lednings lutning
K	förhållande mellan skärspänning på rörsida och skärspänning på rörbotten
k	flödesfaktor, även ekvivalent sändrårhet
k/d	relativ råhet
l/pd	liter per person och dygn
N	antal anslutna enheter (hushåll)
P	antal anslutna personer
p	"våta" perimetern
Q	flöde i fylld rörledning
q	flöde, allmänt (olika index förekommer)
R	hydraulisk radie
T	basperiod för flöde (24 h)
t	effektiv spoltid under basperiod
y	punkt på rörtvärsnitts periferi
$\alpha$	varaktighetsfaktor, även vinkel
$\gamma$	densiteten för vatten (1 000 kg/m <sup>3</sup> )
v	kinematisk viskositet
$\theta$	vinkel
$\tau$	skärspänning (olika index förekommer)

## 1 SJÄLVRENSNING I AVLOPPSLEDNINGAR

1.1 Allmänt

Avloppsledningar dimensioneras dels med hänsyn till att största uppträdande vattenmängd under ledningens brukstid skall kunna avbördas, dels med hänsyn till kravet på självrensning.

Största uppträdande vattenmängd under brukstiden är bestämmande för valet av ledningsdimension. Uppträder emellertid avlagringar av sand och slam i ledningen försämras kapaciteten och driftstörningar kan inträffa. Ledningens självrensning blir därför ett dimensioneringskrav vid sidan av kravet på tillräcklig dimension för att avbörda största förekommande vattenmängd.

Tidigare har villkoret för självrensning ofta knutits till erforderlig vattenhastighet. För spillvattenledningar har angetts vattenhastigheten 0,6 m/s som nödvändig för självrensning. För regnvattenledningar har ofta angetts högre vattenhastigheter, exempelvis enligt amerikansk praxis 0,9 m/s. Även andra vattenhastigheter anges i olika länders praxis och av olika författare. Gemensamt för alla är dock att vattenhastigheten anges oberoende av ledningsdimension. Vilka tidsmässiga vattenföringar dessa hastigheter skall refereras till varierar. Ofta menar man, exempelvis beträffande spillvattenledningar, maxhastigheten under mindygn.

Det förekommer även att man med tanke på självrensningen fastlägger vissa minimilutningar för avloppsledningar, i Sverige för spillvattenledningar mellan 1,5 o/oo och 6,5 o/oo för dimensioner mellan 600 mm och 150 mm. Man kräver således större lutning för ledningar med mindre dimension. Ofta anges också krav på större lutningar för regnvattenledningar än för spillvattenledningar i samma dimension.

Självrensningen kan även knytas till den skärspänning längs ledningsbottnen som uppkommer vid vattnets strömning. Det har också på några håll i världen gjorts försök att fastlägga krav på viss

skärspänning som kriterium för självrensning. Man förefaller numera vara överens om att detta är det mest realistiska synsättet på problemet.

Vilken skärspänning som skall gälla under olika förhållanden är dock fortfarande ett i väsentliga delar olöst problem. Det finns en stor mängd litteratur som behandlar närliggande områden, sedimenttransport och erosion i kanaler och floder samt transport av fasta uppslammade ämnen i rörledningar. Vissa försök har gjorts att applicera dessa kunskaper på problemet med självrensning i avloppsledningar, Paintel (1972) och Lysne (1972). I sammanhanget kan även nämnas en utredning av Lysne (1969) om självrensning i avloppstunnlar. I Sverige har använts av Gustavsson (1968) angivna dimensioneringsprinciper byggda på skärspänningskriterier, vilka framräknats ur i praktiken tillämpade minimilutningar för självfallsledningar respektive minimihastigheter i tryckavloppsledningar.

Att bestämma självrensningskriterier för avloppsledningar är ett komplext problem där många inverkanse faktorer är svårbestämbare.

Vattenmängden och dennas variation med tiden är av stor betydelse. För bestämning härav används beträffande spillvattenledningar mer eller mindre osäkra prognoser för vattenkonsumtion under lång tid framåt. Emellertid gäller att för självrensningen är den minsta vattenföringen bestämmande och denna inträffar normalt i början av ledningens brukstid, dvs under den tid den kan uppskattas med någorlunda säkerhet. Att vattenföringen sedan normalt ökar med tiden innebär en garanti för att självrensningsförmågan tilltar (under förutsättning att ledningens standard inte försämras med tiden, exempelvis genom efterhand uppkommande sättningar i ledningsgraven).

Avloppsvattnets sammansättning har betydelse för risken för uppkomst av avlagringar i ledningarna. Det är naturligtvis skillnad på avloppsvatten i spillvattenledningar och regnvattenledningar. Men även inom dessa två huvudtyper kan förekomma skillnader som inte är betydeliselösa. I regnvattenledningar förekommer huvudsakligen oorganiskt material, dvs sand. Men storleken hos partiklarna



kan variera inom vida gränser. I regnvattenledningar kan även förekomma organiskt material. Spillvattenledningar inom utpräglade bostadsområden har förmodligen en tämligen likartad sammansättning från plats till plats, men kan inom andra områden, centrumområden och industriområden etc, variera kraftigt med avseende på innehåll av organiskt och oorganiskt material.

## 1.2 Variationer i spillvattenflöden

Vid dimensionering av spillvattenledningar med hänsyn till självrensning har angetts (Gustavsson, 1968) att flödet någon gång per dag skall vara så stort att avsatta föroreningar spolats bort. Gustavsson föreslår att flödet under minimidygns maximitimme skall anses som dimensionerande flöde i detta sammanhang, vilket är ett rimligt dimensioneringskrav.

Emellertid brukar minimidygns maximitimme, för enkelhets skull, vid dimensionering med hänsyn till självrensning sättas lika med medeldygns medeltimme. Här görs en approximation som kan godtas när det gäller ledningar med ett stort antal anslutna personer. Har ledningen ett litet antal anslutna kan approximationen inte användas. Flödet under medeldygns medeltimme i en ledning med få anslutna kan vara betydligt lägre än flödet under maximitimme ett minimidygn. Konsekvensen av en sådan beräkning blir att högre säkerhetsfaktor, med avseende på självrensningen, tillämpas på ledningar med få anslutna i jämförelse med ledningar med ett stort antal anslutna. I själva verket ger ett sådant beräkningsätt att mycket stora lutningar krävs för ledningar med ett fåtal anslutna om skärspänningskriterium läggs till grund för dimensionering m a p självrensning. Om t ex en ledning med dimensionen 225 mm skall föra avloppsvatten från ett område med 100 personer anslutna till ledningen (medelvattenförbrukning 200 l/pd), blir minsta tillåtna lutning drygt 11 o/oo om kravet på skärspänning (se nedan) sätts till 1,0 N/m<sup>2</sup> och dimensionerande flöde sätts lika med medelvattenförbrukningen.

Att denna approximation ändå görs sammanhänger med att underlag saknas för beräkning av flöde i en avloppsledning under exempelvis maximitimme minimidygn. Det går inte här att tillämpa dygns-

och timfaktorer som framräknats för vattenförsörjningen. Variationerna i enskilda avloppsledningar med mindre antal anslutna är andra och framförallt större.

Såvitt känt finns ingen i Sverige publicerad undersökning av flödesvariationer i spillavloppsnät. (För enskilda fastigheter kan eventuellt dimensionerande flöde, med lämpligt vald säkerhetsfaktor/förminskningsfaktor, beräknas enligt VA-byggnorm, 1970). I USA har av olika forskare beräknats maximi- och minimiflöden för spillavloppsledningar med 1 000 eller fler anslutna personer. En sammanställning av dessa finns i WPCF Manual of Practice (1970) p. 33.

Millon (1967, 1968) har teoretiskt och experimentellt sökt bestämma flödesvariationer i avloppsledningar med få anslutna. För sambandet mellan medelflöde  $q_m$  under dygnet i en punkt på ledningen och ett värde som uppnås eller överskrids i samma punkt en viss tid under dygnet  $q_{max}$  gäller

$$q_{max} = kq_{med} \quad (4.1)$$

I ekvation (4.1) är  $k$  en flödesfaktor som motsvarar ett visst flödes varaktighet. För  $k$  gäller enligt Millon

$$k = 1 + \alpha \sqrt{\frac{q}{q_{med}}} \quad (4.2)$$

I ekvation (4.2) representerar  $q$  flödet hos en "medel"-ansluten enhet beräknad under den effektiva spolningstiden. Med  $\alpha$  avses en varaktighetsfaktor som erhålls ur nedanstående tabell 4.1 (Galtons funktion).

TAB 4.1 Varaktighetsfaktor  $\alpha$  som funktion av sökta flödets varaktighet

q varaktighet %	$\alpha$
0,1	3,10
1	2,32
2	2,05
5	1,64
10	1,28
50	0

Millon har teoretiskt konstaterat att sannolikheten för att antalet samtidigt spolande enheter blir lika med eller överskrider ett visst antal enheter följer Poisson's fördelning. Denna kan med tillräcklig noggrannhet ersättas med en normalfördelning när antalet enheter, som med den högsta sannolikheten spolat samtidigt, blir större än 6.

Formelns allmänna giltighet har bekräftats genom undersökningar på avloppsledningar.

Ekvation (4.2) kan även skrivas

$$k = 1 + \alpha \sqrt{\frac{T}{t}} \sqrt{\frac{1}{N}} \quad (4.3)$$

I ekvation (4.3) är T betraktad basperiod (24 tim) och t effektiv sammanlagd tid under basperioden då en "normal"-ansluten enhet spolat. N är totala antalet anslutna enheter, exempelvis hushåll.

Millon har utifrån sina praktiska prov härlett följande samband.

$$k = 1 + \frac{29,61}{N^{0,55}} \quad (4.4)$$

Ekvation (4.4) gäller för flöden med 1 % varaktighet. För andra varaktigheter har konstaterats, genom undersökningar på olika avloppsledningar, att exponenten till N alltid blir ca 0,5, vilket kan sägas bekräfta den allmänna formelns giltighet i det avseendet.

I Frankrike, liksom i Sverige, sätts dimensionerande flöde vid beräkning av självrensning lika med medelflödet. Detta flöde antas ha ca 50 % varaktighet. Enligt Millon är detta en alltför konservativ dimensionering. Han föreslår att som dimensionerande flöde används det flöde som uppnås eller överskrids med 10 % varaktighet. (Jämför med av Gustavsson föreslaget dimensionerande flöde: maximitim-flöde under minimidygn, dvs 4 % varaktighet.)

För 10 % varaktighet kan ur Millons redovisade resultat härledas följande samband.

$$k = 1 + \frac{11,7}{N^{0,5}} \quad (4.5)$$

Om  $t$  i ekvation (4.3) beräknas med hjälp av ekvation (4.4) respektive ekvation (4.5) får man  $t = 8,8$  minuter respektive  $t = 17,2$  minuter. Skillnaden är, som synes, stor. Vad denna skillnad beror på har inte kunnat klarläggas. Ur grafisk redovisning över Millons försöksresultat kan  $t$  beräknas för 5 % varaktighet och för 20 % varaktighet. Man får  $t = 19,5$  minuter respektive  $t = 19,8$  minuter. För 10 % varaktighet stämmer således det värde på  $t$  som kan beräknas enligt ovan tämligen väl överens med försöksresultatens värde för 5 % och 20 % varaktighet.

Trots den oklarhet som finns beträffande värdet på  $t$  föreslås att Millons formel här tills vidare används för bestämning av dimensionerande flöde i samband med beräkning av självrensning. (Ett visst relativt fel i  $t$  ger ett relativt fel i  $k$  som är mindre än hälften av det relativa felet i  $t$  och som avtar med sjunkande  $k$ .) Vidare föreslås att  $t$  höjs från ca 17,2 minuter till 20 minuter varigenom  $k$  blir lägre än enligt ekvation (4.5). Värdet 20 minuter på  $t$  bör dessutom bättre motsvara svenska förhållanden. Med  $t$  lika med 20 minuter får man då

$$k = 1 + \frac{10,9}{\sqrt{N}} \quad (4.5)$$

När exempelvis antalet anslutna hushåll. Genomsnittliga antalet personer per hushåll vid Millons försök var 4,5, dvs  $t$  blir  $20/4,5$  om  $N$  uttrycker antal anslutna personer. Faktorn  $k$  uttryckt som funktion av antal anslutna personer ( $P$ ) blir då

$$k = 1 + \frac{23}{\sqrt{P}} \quad (4.6)$$

Det framgår inte om Millon med  $q_{\text{med}}$  avser medelflöde under medel- eller minimidygn. Sannolikt underförstås att  $q_{\text{med}}$  skall representera medelflöde under medeldygn. En extra säkerhet får man i så fall om  $q_{\text{med}}$  åsätts värdet som gäller för minimidygn. Då gäller för dimensionerande flöde  $q_{\text{dim}}$  vid självrensning

$$q_{\text{dim}} = k \cdot q_{\text{med}} \quad (4.7)$$

Med dimensionerande flöde avses då det flöde som uppnås eller överskrids med 10 % varaktighet.

Medelflödet  $q_{med}$  åsätts det värde som gäller för minimidygn. Faktorn  $k$  beräknas ur ekvation (4.6), som återges i figur 4.1.

Minimidygnsfaktorn varierar för större samhällen mellan 0,5 och 0,9 (Höganäs avloppshandbok, 1972, p 178). Om minimidygnsfaktorn 0,7 gäller får man att medeldygnsförbrukning (medeltimme) blir lika med minimidygnsförbrukningen  $\times 1,43$ . Värdet på  $k$  sjunker under 1,43 för antalet anslutna personer ungefär lika med 3 000. Millon har med försök verifierat giltigheten hos sitt beräknings-sätt för antal anslutna personer mellan 80 och 3 000. I figur 4.1 har inritats även den rätta vertikala linje som motsvarar  $q_{med}$  om minimidygnsfaktorn är 0,7, dvs  $k = q_{med}/q_{min} = 1,43$ .

Här föreslås då att  $k$  i ekvation (4.7) beräknas enligt ekvation (4.6) men med giltighetsområdet uppåt begränsat till  $P = 3\,000$  personer. För området över  $P = 3\,000$  personer beräknas  $q_{dim}$  som tidigare, dvs = flöden under medeltimme medeldygn.

Flödet vid 10 % varaktighet är betydligt lägre än de extrema toppflödena. Enligt exempelvis Gift (WPCF, Manual of Practice, 1970, p 33) kan maximi- och minimiflödena,  $q_{max}$  respektive  $q_{min}$ , beräknas enligt

$$q_{max} = q_{med} \cdot 5 \cdot P^{-1/6} \quad (4.8)$$

$$q_{min} = q_{med} \cdot 0,2 \cdot P^{1/6} \quad (4.9)$$

I ekvationerna (4.8 och 4.9) är  $P$  antalet anslutna personer i tusental. Faktorn  $k = 5 \cdot (0,001 \cdot P)^{-1/6}$  har för jämförelsens skull inritats i figur 4.1. Dess giltighetsområde är  $P > 1$ . Som synes är avvikelserna stora. (Här förutsätts, som Millon verkar ha ansett, att  $k$  skall multipliceras med  $q_{med}$  under medeldygn för att ge  $q_{max}$ .) Även om varaktigheten minskar till 0,1 %, dvs motsvarande det flöde som uppnås eller överskrids under 1,5 minut per dygn, blir avvikelserna i förhållande till ekvation (4.8) stora.



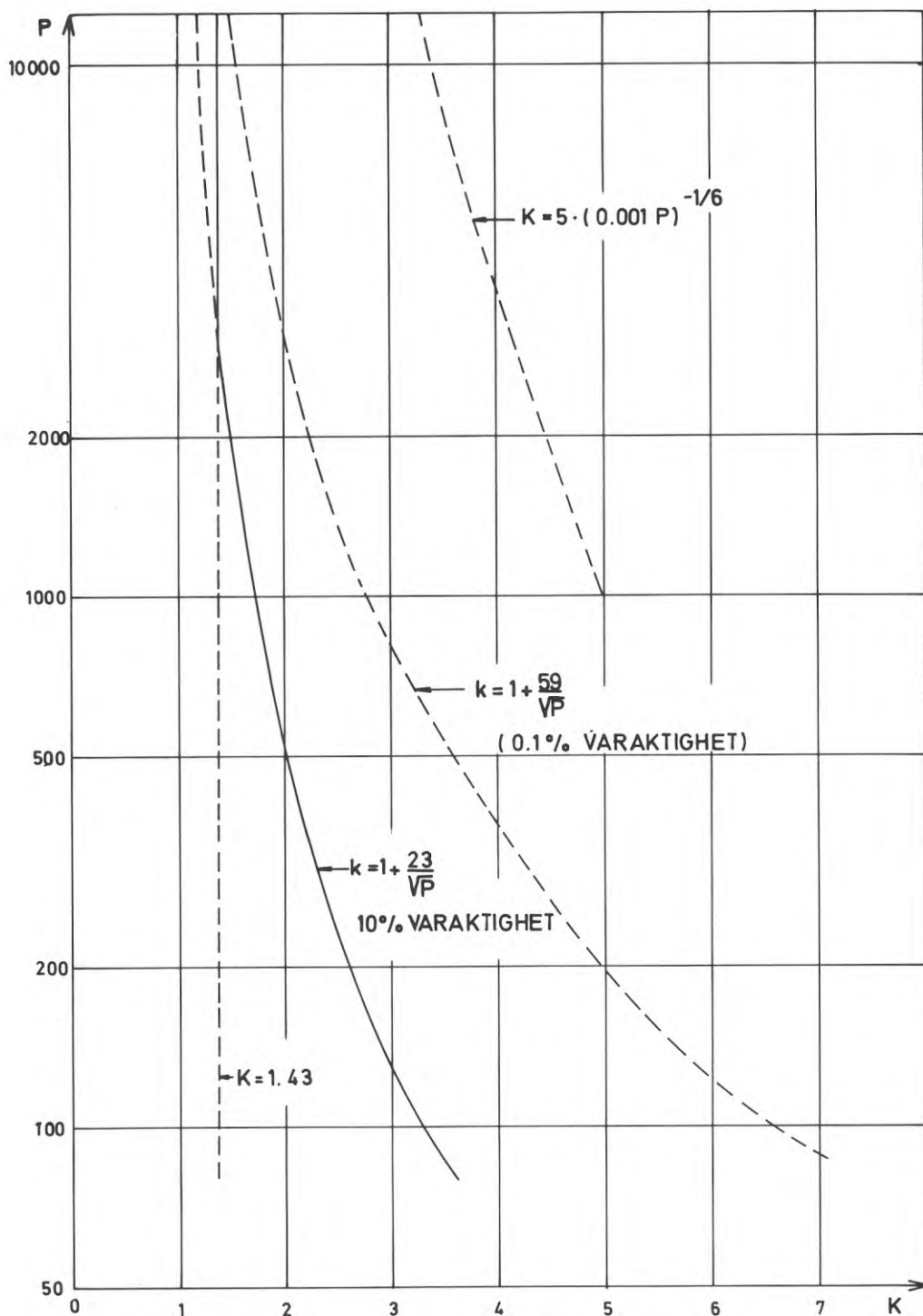


FIG. 4.1 Diagram för bestämning av flödesfaktor  $k$

För 0,1 % varaktighet gäller nämligen

$$k = 1 + \frac{59}{\sqrt{P}} \quad (4.10)$$

Faktorn  $k$  enligt ekvation (4.10) har inritats i figur 4.1. Ekvation (4.8) används för dimensionering av erforderlig diameter i avloppsledning. Den får således antas representera ett övre gränsvärde för extrema toppflöden under lång tid, men även med detta förhållande i åtanke får man en indikation på att de flödesvariationer, som beräknas enligt Millon, inte ger högre flöden än sådana som i verkligheten förekommer under de angivna varaktigheterna.

Tills vidare, innan förhållandena undersökts närmare för svenska förhållanden, föreslås därför att vid dimensionering av avloppsledningar med självrensning används formeln

$$q_{\text{dim}} = k \cdot q_{\text{med}} \quad (4.11)$$

I ekvation (4.11) är då  $q_{\text{dim}}$  lika med dimensionerande flöde med självrensning. Med  $q_{\text{med}}$  avses medelvattenföringen under minimidygn. För  $k$  gäller ekvation (4.6) upp till  $P = 3\,000$ . För  $P > 3\,000$  sätts  $k = 1,43$ . (Föreslaget  $k =$  heldragen linje i figur 4.1.)

### 1.3 Skärspänning i rörledning

#### 1.3.1 Område för uppkomst av avsättningar

Det område av det cirkulära ledningstvärsnittet där avsättningar uppkommer kan härledas på följande sätt:

Lodräta avståndet från vattengången till en horisontallinje genom en punkt på rörväggen betecknas  $y$ , figur 4.2. Rörväggens lutning mot horisontalplanet i punkten betecknas med  $\alpha$ .

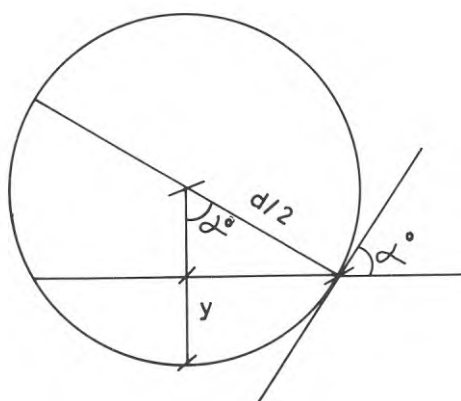


FIG. 4.2 Bestämning av område för uppkomst av avsättningar i avloppsledningar.

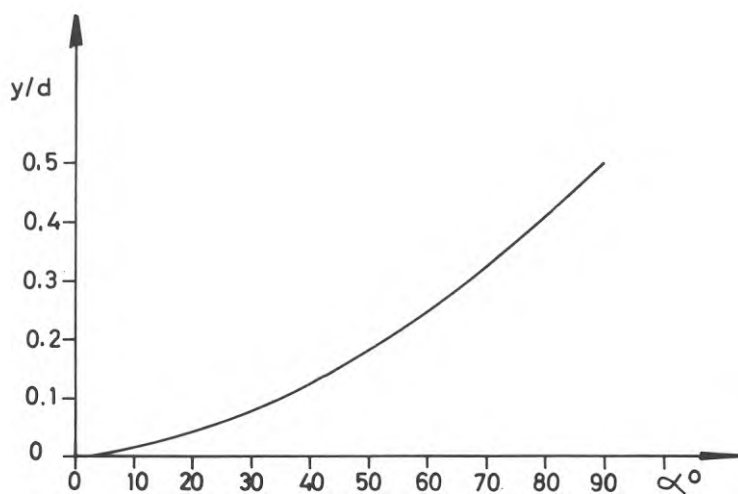


FIG. 4.3 Förhållande mellan lutningsvinkel i en punkt på rörperiferin och punktens höjd över rörets botten.

Rörets diameter är  $d$ . Man får

$$\cos \alpha = \frac{d/2-y}{d/2} = 1 - \frac{2y}{d} \quad \text{varur}$$

$$\alpha = \arccos \left( 1 - \frac{2y}{d} \right) \quad (4.12)$$

Ekvation (4.12) har uppritats i figur 4.3.

För att partiklar av en viss storlek skall kunna avsättas i den betraktade punkten på rörväggen krävs att rörväggens lutning i punkten är mindre än friktionsvinkeln för partiklarna. Lysne (1969) har mätt friktionsvinklar för sandpartiklar med storleken 1 mm och 3 mm och funnit friktionsvinklar mellan 31 och 33°. Försöken utfördes i stillastående vatten. De uppgivna värdena på friktionsvinklar avser fallet med sandpartiklar som rör sig längs en yta bestående av sandpartiklar av samma storlek. Friktionsvinkeln för sandpartiklar på en slät yta blir lägre. Lysne uppger även att kohesion kan uppträda, vilken då adderas till normal friktion, och att effekten av kohesionen inte kan uppskattas, men förmodligen varierar starkt. Han föreslår för suspenderade partiklar i avloppsvatten 35° som värde på friktionsvinkeln och tillfogar anmärkningen att detta värde kan vara för lågt men att inga avsättningar av allvarlig art behöver förutsättas på avloppstunnelns lutande sidor.

Paintel (1972) anger friktionsvinklar baserade på studier av förutom Lysne även Lane (1952) och Simon (1957) mellan 30 och 35° för partikelstorlekar mellan 0,3-5 mm. Paintel anger vidare att friktionsvinklar för partiklar i avloppsledningar pga kohesion kan variera kraftigt och bli högre än ovan angivna. Han rekommenderar emellertid att värdet 40° används som mått på friktionsvinkeln för partiklar i avloppsledningar.

Ur figur 4.2 framgår att, förutsatt att kohesion inte inverkar, det område, inom vilket avsättningar kan förekomma, begränsas till den del av tvärsnittet för vilket gäller  $y/d \leq 0,1$ . Även om dimensionerande friktionsvinkel sätts till 45° ökar inte det möjliga området för avsättningar till mer än motsvarande  $y/d \leq 0,15$ .

### 1.3.2 Skärspänningens variation över ledningstvårsnittet

Den genomsnittliga skärspänningen,  $\tau_0$ , i en rörledning beräknas ur uttrycket

$$\tau_0 = g\gamma RI \quad (4.13)$$

Faktorn  $g$  betecknar tyngdaccelerationen. Med  $\gamma$  avses vattnets densitet.  $R$  är hydrauliska radien, dvs  $A/p$  där  $A$  betecknar den vattenfyllda tvärsnittsarean och  $p$  den våta perimetern.  $I$  betecknar energilinjens lutning som vid strömning i självfallsledning kan sättas lika med ledningens lutning. Ekvation (4.13) gäller för såväl fylld rörledning som delvis fylld rörledning. I en fylld rörledning är skärspänningen över hela omkretsen lika med medelskärspänningen, medan i en delvis fylld rörledning skärspänningen varierar lokalt från ett högsta värde vid ledningens botten till ett lägsta värde på den del av omkretsen som ligger i höjd med vattenytan.

Exakt hur skärspänningen längs botten varierar är inte känt. Replogle och Chow (1965) har experimentellt bestämt skärspänningsvariationen i cirkulära ledningar vid fyllnadshöjder  $h/d = 1/3$ ,  $h/d = 1/2$  och  $h/d = 2/3$ . Försöken visade att skärspänningsvariationen är beroende av bl a fyllnadshöjden. Två försöksserier genomfördes. I den ena användes stålrör och i den andra kopparrör. Figur 4.4 är en tolkning av resultaten. Figuren visar, med fyllnadshöjden som parameter (heldragna kurvor), den relativa skärspänningen  $\tau/\tau_0$  i en punkt  $y/d$  på ledningstvårsnittet.  $\tau$  är därmed den lokala skärspänningen i punkten  $y$ . Som framgår av figuren minskar den lokala skärspänningen med ökande avstånd från rörbotten. Vidare framgår att variationen i skärspänning längs rörväggen blir mindre när fyllnadsgraden ökar.

Förutom fyllnadsgraden inverkar rörens relativa råhet på skärspänningsfördelningen. Den relativa råheten,  $k/d$ , för kopparrören i försöken var mindre än 0,00001 medan för stålrören gällde  $0,00035 < k/d < 0,0007$ . För plaströr brukar räknas med  $k = 0,01$  mm för dimensioner upp till 200 mm samt med  $k = 0,05$  för dimensioner däröver. Relativa råheten för plaströr ligger därmed inom de gränser som gällde under försöken. För betongrör brukar räknas med  $k = 1,0$  mm. Den relativa råheten för betongrör blir därför



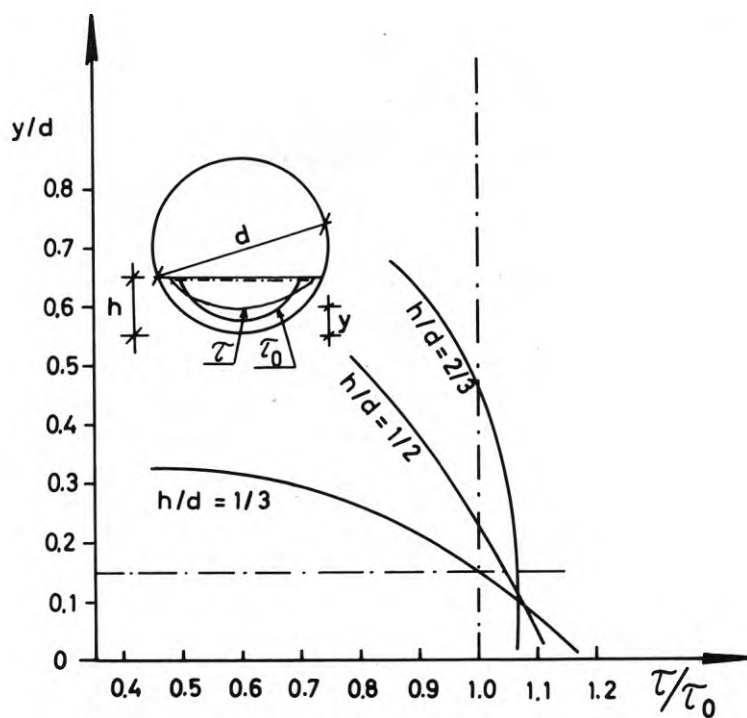


FIG. 4.4 Relativ skärspänning som funktion av fyllnadshöjd, efter Replogle, Chow (1966)

högre än den som gällde under försöken. En ökning av den relativa råheten medför generellt att skärspänningsfördelning ändras så att den lokala skärspänningen vid bottnen minskar medan den blir högre ett stycke upp på rörperiferin. I figur 4.4 skulle detta innebära att kurvorna för den relativa skärspänningen vrids mot brantare lutning kring en punkt som för fyllnadsgraden  $1/3$  ligger vid  $y/d \approx 0,10$  à  $0,15$ , för fyllnadsgraden  $1/2$  ligger vid  $y/d \approx 0,20$  à  $0,25$  samt för fyllnadsgraden  $2/3$  ligger vid  $y/d \approx 0,45$  à  $0,50$ . För fyllnadsgrader över ca  $1/3$  får man därmed en minskad skärspänning i förhållande till medelskärspänningen inom det möjliga området för avsättning av friktionsmaterial,  $y/d \leq 0,10$  à  $0,15$ . Uppkommer avsättningar på ledningens botten förändras  $k$ -värdet. Består ledningen av plaströr sker därmed en ökning av  $k$ -värdet, varför i princip samma resonans som ovan om skärspänningsfördelningen i betongrör i sådana fall gäller även för plaströr. Emellertid är denna förändring i skärspänningsfördelningen sannolikt obetydlig för måttliga öknings av den relativa råheten, varför i detta sammanhang kan bortses därifrån.

Om det område inom vilket avsättningar av friktionsmaterial kan förekomma definieras till  $y/d \leq 0,15$  framgår av figur 4.4 att för fyllnadshöjden  $h/d = 1/3$  varierar  $\tau/\tau_0$  från 1,0 vid punkten  $y/d = 0,15$  till 1,15 vid bottnen. För fyllnadshöjden  $h/d = 1/2$  mellan samma punkter på rörtvärsnittet varierar  $\tau/\tau_0$  mellan 1,04 och 1,1 och för fyllnadshöjden  $h/d = 2/3$  slutligen är  $\tau/\tau_0$  konstant 1,06 inom det område där avsättningar kan förekomma. För helt fyllt rörtvärsnitt är skärspänningen över hela omkretsen lika med medelskärspänningen. Skärspänningen vid bottnen, dvs den maximala skärspänningen vid de olika fyllnadsgraderna, har inprickats i ett diagram, figur 4.5, och punkterna har bundits samman.

Lysne (1972) har efter Lundgren, Jonsson (1964) härlett en formel för maximal skärspänning vid bottnen för små fyllnadshöjder som kan skrivas

$$\frac{\tau_{\max}}{\tau_{\text{fylld}}} = 4 \frac{h}{d} \left(1 - \frac{h}{d}\right) \quad (4.14)$$

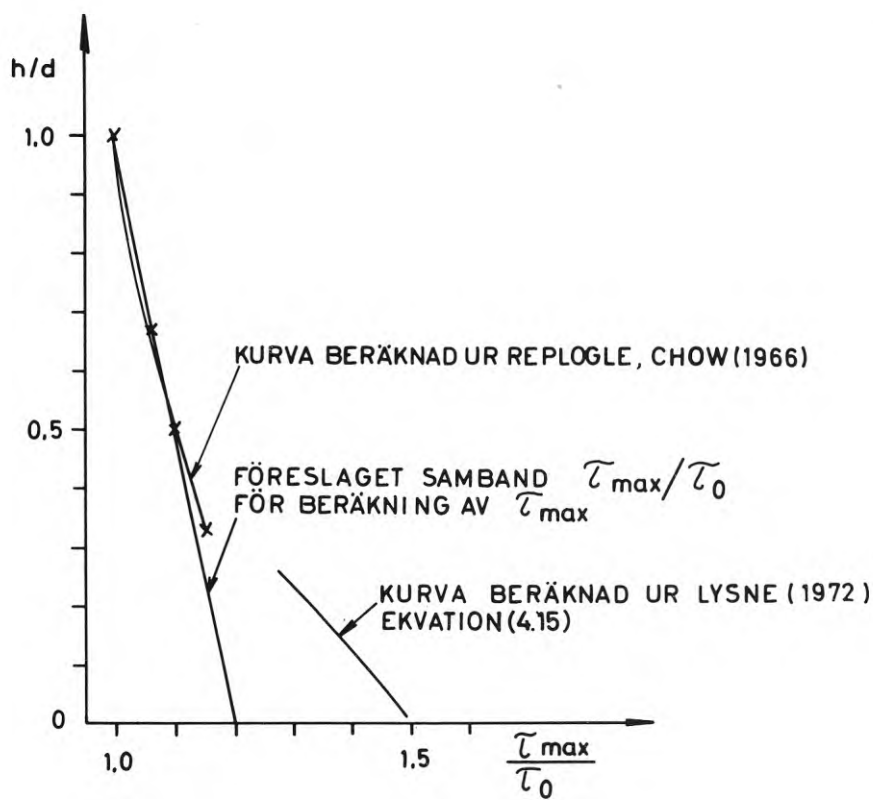


FIG. 4.5 Samband mellan maximal skärspänning vid botten och fyllnadshöjd.

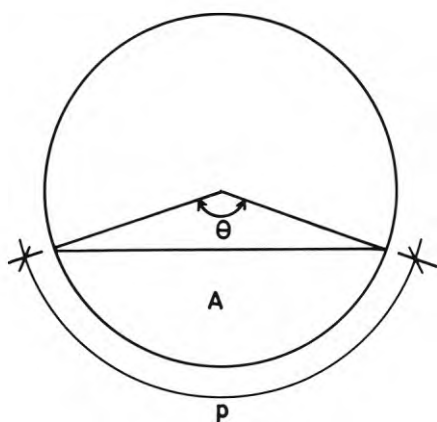
Med  $\tau_{\text{fylld}}$  avses medelskärspänningen vid fylld sektion, dvs  $\tau_{\text{fylld}} = \gamma g d I / 4$ . Lysne antyder att formeln gäller upp till fyllnadshöjden  $h/d = 0,25$ . (I Lysne, 1972, skrivs ekvation (4.14)  $\tau_o / \tau_{\text{max}} = 4 h/d (1 - h/d)$ ). Uppenbarligen föreligger här ett tryckfel och faktorn till vänster om likhetstecknet skall vara  $\tau_{\text{max}} / \tau_{\text{fylld}}$  som i ekvation (4.14). Detta bekräftas även av en rapport publicerad vid Koninkijk Instituut van Ingenieurs, 1972 i Holland. I denna rapport visas  $\tau_{\text{max}} / \tau_{\text{fylld}}$  i en kurva som är helt överensstämmande med ekvation (4.14) upp till dess giltighetsområde  $h/d \leq 0,25$ . Det har dock inte gått att få uppgift om vilken källa som ligger till grund för den kurva som publiceras i rapporten).

Ekvation (4.14) kan användas för bestämning av ett uttryck för  $\tau_{\text{max}} / \tau_o$ . Man får

$$\frac{\tau_{\text{max}}}{\tau_o} = \frac{4 h/d (1 - h/d)}{1 - (\sin \theta)/\theta} \quad (4.15)$$

Med  $\theta$  avses vinkeln mellan två radier dragna från vattenytans kontaktpunkter med cirkelperiferin. För denna vinkel gäller  $\theta = 2 \cdot \arccos (0,5 \cdot d - h) / 0,5 \cdot d$ , figur 4.6. Ekvation (4.15) har inritats i figur 4.5. Lundgren, Jonssons rapport avser skärspänningsfördelningen i grundakanaler med rå botten. Vid en tänkt fortsättning av de två kurvorna i figur 4.5 finner man att i området kring  $h/d = 0,3$  skulle kurvan enligt ekvation (4.15) ge ungefär samma värde på kvoten  $\tau_{\text{max}} / \tau_o$  som kurvan enligt Replogle, Chow.

Som nämnts ovan är skärspänningsfördelning för fyllnadshöjder över  $h/d = 1/3$  inom det område där avsättningar kan förekomma, dvs  $y/d \leq 0,15$ , sannolikt inom hela området större än medelskärspänningen och ökar med tilltagande rörråhet. För fyllnadshöjder mindre än  $h/d = 1/3$  kan ingen liknande förutsägelse göras. Emellertid gäller att den kritiska skärspänningen, varmed avses den nöd-



$$R = \frac{A}{P} = \left[ d \left( 1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right) \right] / 4$$

FIG. 4.6      Hydrauliska radien,  $R$ , som funktion av medelpunktsvinkel,  $\theta$ , och diameter,  $d$ .

vändiga skärspänningen för begynnande rörelse hos en partikel (se nedan), är lägre på den lutande rörsidan än på botten. Paintel anger ett ur Lane (1952) härlett förhållande  $K$  mellan kritisk skärspänning på den lutande rörsidan och kritisk skärspänning på botten. För  $K$  gäller

$$K = \sqrt{1 - (\sin^2 \alpha / \sin^2 \beta)} \quad (4.16)$$

I figur 4.7 visas  $K$  som funktion av  $y/d$ . Vinkeln  $\alpha$  är rörväg-  
gens lutning mot horisontalplanet,  $\beta$  är friktionsvinkeln hos  
avsatta partiklar. För exempelvis fyllnadshöjden  $y/d = 0,10$   
sjunker kravet på kritisk skärspänning till hälften av vad som  
gäller på botten. Detta förhållande innebär en säkerhets-  
marginal mot den relativt sett lägre skärspänningen på de lutan-  
de rörsidorna, även vid små fyllnadshöjder.

I de fall när skärspänningskriterium läggs till grund för dimen-  
sionering av självrensande avloppsledningar används medelskär-  
spänningen  $\tau_o = \gamma g R I$ , med  $\tau_o$  = kritisk skärspänning, som dimen-  
sionerande faktor. Som framgår av bl a figur 4.5 är emellertid  
den maximala skärspänningen beroende av fyllnadshöjden, varför  
med sådan dimensioneringsmetod fås större säkerhet mot igensätt-  
ning av en ledning med små fyllnadshöjder än vad säkerheten blir  
för en ledning med stora fyllnadshöjder. För dimensioneringsändamål  
bör därför skärspänningen antas öka med minskande fyllnads-  
höjd i ledningen. Här föreslås att den maximala skärspänningen  
beräknas efter formeln

$$\frac{\tau_{\max}}{\tau_o} = \frac{6 - h/d}{5} \quad (4.17)$$

Ekvation (4.17) har inritats i figur 4.5. Används denna skär-  
spänningsfördelning fås en nära nog exakt anpassning till den  
som härletts ur Replogle, Chow för fyllnadshöjder över ca  $h/d =$   
 $= 1/3$  samt en bättre anpassning till den verkliga spänningsför-  
delningen vid små fyllnadshöjder som den kan beräknas ur Lysne.

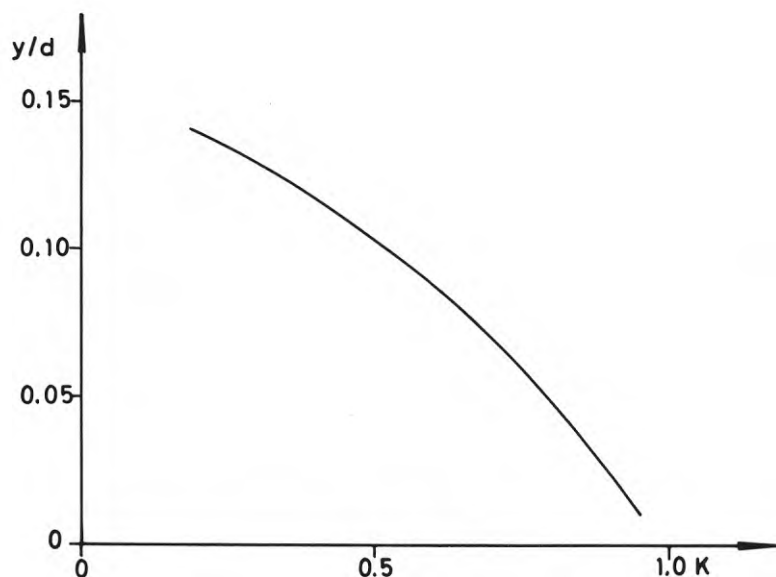


FIG. 4.7 Kritisk skärspänning i en punkt på den lutande rörsidan i förhållande till kritisk skärspänning på bottnen som funktion av punktens höjd över rörbottnen.



## 1.4 Kritisk skärspänning

### 1.4.1 Allmänt

I en avloppsledning är variationerna i vattenföring betydande. De minsta variationerna uppträder i större huvud- och samlingsledningar för spillvatten, medan variationerna är störst i lokala spillvattenledningar och i regnvattenledningar där vattenflödet under vissa tider helt upphör. I lokala spillvattenledningar följer variationen i princip dygnet, dvs nollflöde och stora flöden uppkommer med en viss regelbundenhet varje dygn. Regnvattenledningar kan däremot ligga helt torra under långa tider för att sedan få motta betydande vattenmängder - likaledes under långa tider.

I ledningar med mindre variationer i vattenföringen, dvs huvud- och samlingsledningar för spillvatten, är två olika självrensningsmekanismer tänkbara. Antingen kan ledningen vara kontinuerligt självrensande, vilket innebär att avsättningar inte uppträder ens vid de minsta vattenföringarna, eller också kan ledningen vara periodvis självrensande, vilket innebär att avsättningar visserligen uppkommer vid små vattenföringar, men att dessa transporteras vidare när vattenföringen ökar.

För ledningar där vattenföringen tidvis helt upphör kan naturligtvis ingen kontinuerlig självrensning förutsättas. Här gäller i princip samma självrensningsmekanism som angetts som det andra alternativet för ledningar med mindre variationer i vattenföringen, dvs avsättningar uppkommer under vissa tider men transporteras vidare när vattenföringen ökar.

Med kritisk skärspänning avses vanligen den minsta skärspänning som erfordras för att initiera rörelse hos en partikel i ett bottensediment. Denna kritiska skärspänning benämns i det följande  $\tau_c^{\text{sed}}$ . För att hålla samma partikel i suspension krävs lägre hastighet och därmed lägre skärspänning. Detta förhållande framhålls av bl a Lysne (1972). Den kritiska skärspänningen, för att hålla partiklar av en viss storlek och densitet i suspension, benämns i det följande  $\tau_c^{\text{susp}}$ . Dessutom kan ävet ett tredje alternativ

tänkas, nämligen att suspenderat material sedimenterar till botten men därefter transporteras längs botten som bottenlast. Den kritiska skärspänning som representerar detta fall benämns i det följande  $\tau_c^{\text{bott}}$ .

Storleken av  $\tau_c^{\text{sed}}$  beror av bl a partikeldensiteten samt partiklarnas storlek. Även  $\tau_c^{\text{susp}}$  beror av samma faktorer. För  $\tau_c^{\text{bott}}$  gäller dessutom att rörväggens råhet inverkar. Är rörväggen slät bör transporten av material längs botten lättare kunna ske än om rörväggen har en skrovligare yta. I praktiken skulle detta innebära att inom aktuellt område självrensning uppnås för plaströr vid lägre skärspänning än som gäller för betongrör. Att så skulle vara fallet antyds även i den ovan nämnda holländska rapporten (1972). Några belägg för att så skulle vara fallet lämnas dock inte.

I sammanhanget kan omnämnas ett arbete av Schulz (1960) där en metod att teoretiskt bestämma kritisk skärspänning för sandpartiklar i rörledning som funktion av bl a rörväggens råhet behandlas. För erforderlig minimilutning,  $I_{\text{min}}$ , kan följande formel härledas

$$I_{\text{min}} = f \left( \frac{\gamma_p - \gamma_v}{\gamma_v} \right) \left( \frac{d}{R} \right) \quad (4.18)$$

Med  $\gamma_p$  och  $\gamma_v$  förstås sandpartiklarnas respektive vattnets täthet.  $d$  är sandpartiklarnas verksamma diameter och  $R$  är hydrauliska radien. Faktorn  $f$  uppges av Schulz i fallet enstaka partiklar på rörbotten uppgå till 0,1 medan  $f$  vid anhopning av partiklar och under inverkan av friktions- och kohesionskrafter kan uppgå till 1. (I amerikansk litteratur anges ofta,  $f = 0,04$  à  $0,8$  där  $0,04$  gäller begynnande rörelse hos partiklarna och  $0,8$  gäller komplett bortspolning, se exempelvis WPCF, 1970.) I ovanstående ekvation ingår rörråheten indirekt i faktorn  $f$ . För att få uttryck för erforderlig minimilutning där rörråheten direkt ingår anger Schulz följande formel.

$$I_{\text{min}} = \frac{\gamma_p - \gamma_v}{\gamma_v} \cdot \frac{2 m}{5,75^2 \left( \log \frac{15d}{k} \right)^2} \left( \frac{d}{R} \right) \quad (4.19)$$

I ekvationen är  $k$  ledningens råhet. Faktorn  $m$  varierar mellan 1,2 och 1,8.

Om  $m$  sätts till medelvärde 1,5,  $\gamma_p$  till 2,65 respektive  $\gamma_v$  1,0 och med beaktande av att  $\tau = \gamma g R I$  kan för skärspänningen ( $N/m^2$ ) härledas

$$\tau = \frac{1469 d}{\left(\log \frac{15d}{k}\right)^2} \quad (4.20)$$

Denna ekvation uttrycker då erforderlig skärspänning för transport av enstaka sandpartiklar längs ledningens botten och motsvarar närmast  $\tau_c^{bott}$  enligt ovan. Som framgår av ekvationen innebär ett minskande  $k$ -värde att skärspänningskravet sjunker. Ekvationen gäller dock enbart inom området för hydrauliskt rå strömning.

Generellt bör således gälla att i ledningar som tidvis saknar vattenföring beror kritisk skärspänning,  $\tau_c^{sed}$ , av det avsatta materialets densitet och råhet och att den kritiska skärspänningen där är oberoende av rörmaterial. I rör med slät yta ökar friktionsförlusterna i detta fall genom avlagringarna, vilket innebär att fyllnadsgraden och därmed även skärspänningen ökar. I rör med stor råhet kan i stället inträffa att rörråheten minskar till följd av avlagringar. Här berörs även ett annat problem, nämligen den hydrauliska dimensioneringen av avloppsledningar. Problemet har särskild aktualitet för rör av plast. Åtminstone vid små fyllnadshöjder gäller att huvuddelen av skärspänningen lokaliseras till botten, där avlagringarna finns, varigenom det avlagrade materialets råhet, snarare än rörväggens råhet, bestämmer friktionsförlusterna. För rör av plast räknas vid hydraulisk dimensionering med mycket låga värden på den ekvivalenta sandråheten ( $k$ ). För vattenledningar liksom för avloppsledningar som är kontinuerligt självrensande kan sannolikt de låga  $k$ -värdena tillämpas, medan för avloppsledningar som är endast periodvis självrensande högre  $k$ -värden sannolikt bättre motsvarar de verkliga förhållandena. Förhållandena är annorlunda för betongrör. Här kan antas att råheten hos avlagrat material inte i lika hög grad avviker från den antagna råheten hos materialet vid dimensioneringen.

Liksom för  $\tau_c^{\text{sed}}$  bör, som nämnts, för  $\tau_c^{\text{susp}}$  gälla att kritisk skärspänning är beroende av storlek och densitet hos suspenderade partiklar, men eventuellt oberoende av rörmaterial.

För  $\tau_c^{\text{bott}}$  bör, som nämnts ovan, gälla att förutom densitet och partikelstorlek hos transporterat material även rörväggens råhet spelar en roll.

#### 1.4.2 Litteratur om kritisk skärspänning

Den kritiska skärspänningen för sandpartiklar av olika storlek har studerats ingående i samband med konstruktion av kanaler o dyl. Också kritisk skärspänning för lera och för lättare partiklar har studerats. Med hjälp av Shields diagram, publicerat av Vanoni m fl (1966), kan kritisk skärspänning för partiklar av olika densitet och storlek uppskattas. En god hjälp till att uppskatta denna skärspänning ges även av Lane (1952) vars sammanställning av olika resultat i diagram återges i figur 4.8.

Suspenderade partiklar i avloppsvatten är huvudsakligen sand, lera och olika typer av organiska partiklar. Koncentrationen av suspenderade och kolloida partiklar i avloppsvatten är emellertid låg, högst av storleksordningen 0,1 %. De kurvor i diagrammet, figur 4.8, som representerar kritiska skärspänningar för sandpartiklar av viss storlek i vatten med innehåll av kolloider m m ger genomgående relativt höga skärspänningsvärden. Emellertid förutsätts tydligen innehållet av kolloider m m vara högt i förhållande till vad som gäller för normalt spillvatten. Kurvan över de ryska resultaten exempelvis, som redovisar kritisk skärspänning för sandpartiklar i vatten med 2,5 % innehåll av kolloider, är sannolikt inte tillämplig på spillvatten. Snarare bör gälla kurvorna för rent vatten, dvs den undre av respektive kurvor enligt Lane och enligt de "ryska resultaten".

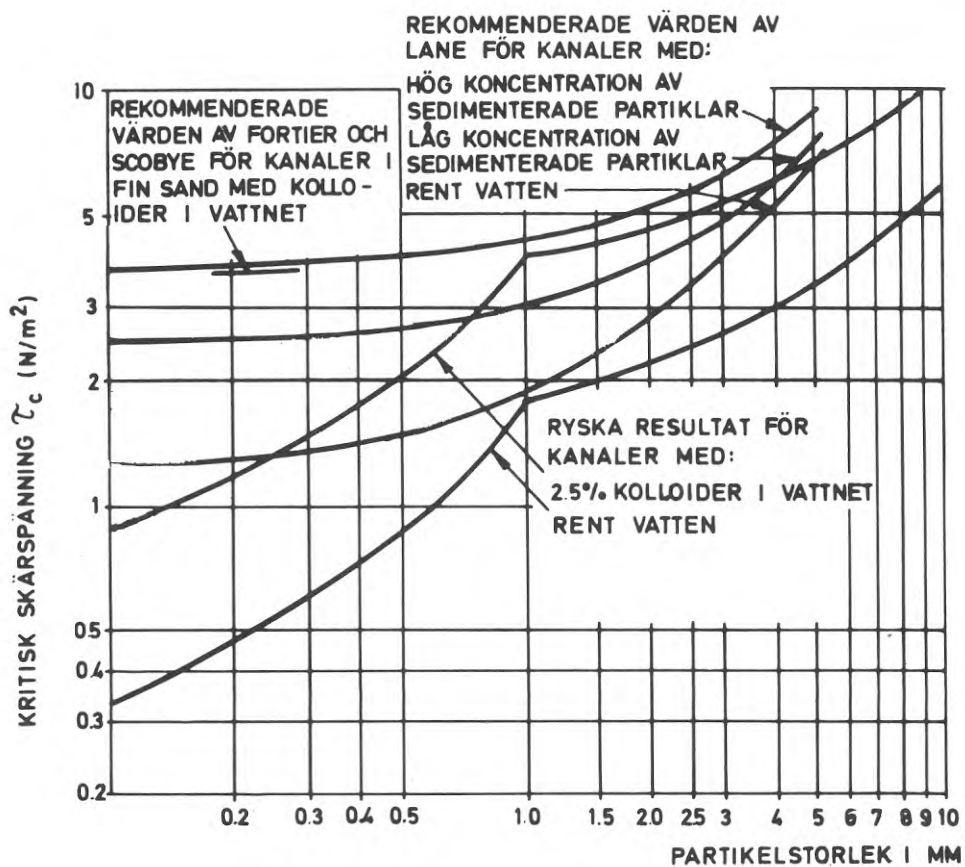


FIG. 4.8 Förhållande mellan sandpartiklars storlek och kritisk skärspänning för erosion av partiklarna.

Risken för avsättning av i spillvattnet förekommande organiska partiklar är mycket liten. Anledningen är deras låga densitet, som befinner sig i närheten av 1. Antas densiteten till 1,01 och partikelstorleken till ungefär 10 mm får man ur Shields diagram, Varomi (1966), att den kritiska skärspänningen blir mindre än 0,01 N/m<sup>2</sup>. Dimensionerande kritisk skärspänning beror således helt av vattnets innehåll av sandpartiklar.

Sammanfattningsvis gäller således att fina partiklar och kolloider även vid låg skärspänning hålls suspenderade i vattnet under transporten samt att koncentrationen av dessa i spillvatten är så låg att kurvorna för rent vatten i diagrammet i figur 4.8 bör kunna tillämpas. Om dessutom antas att innehållet av sand, t ex tillfört i samband med tvätt etc, huvudsakligen återfinns inom fraktionerna finsand och mellansand, dvs uppåt begränsade av kornstorleken 0,6 mm, får man att kritisk skärspänning för avlagrat material, dvs  $\tau_c^{\text{sed}}$  i spillavloppsledningar, är av storleksordningen 1 à 1,5 N/m<sup>2</sup>.

Den kritiska skärspänningen skall användas som dimensionerande kritisk skärspänning, dvs knyts till en viss vattenförling som uppnås under viss tid med viss frekvens. Denna vattenförling kommer därigenom då och då att överskridas varigenom skärspänningen tidvis blir högre. Härigenom får man en extra säkerhet mot att eventuella större partiklar blir kvar i ledningen. Dessutom gäller för en nylagd avloppsledning att genomsnittliga vattenförlingen normalt ökar med tiden i takt med att området, som avloppsledningen betjänar, byggs ut.

Det bör dock påpekas att Paintel (1972), med ungefär samma källor som använts ovan, rekommenderar 4 N/m<sup>2</sup> som kritisk skärspänning för avloppsledningar. Samma värde anges av Lysne (1969, 1972). Lysne understryker dock att värdet är osäkert. Lysne ger diagram över skärspänning i tunnlar med  $\tau = 4$  N/m<sup>2</sup> och  $\tau = 2$  N/m<sup>2</sup>. Det sista värdet har medtagits med hänsyn till att även lägre kritisk skärspänning förefaller möjlig.

Värdena 1 å 1,5 N/m<sup>2</sup>, på kritisk skärspänning stämmer väl överens med utbildad svensk praxis, Gustavsson (1968), baserad på praktisk erfarenhet av självrensning i avloppsledningar och tryckavloppsledningar. I Danmark, Michelsen, Winther (1970), tillämpas värden på kritisk skärspänning av samma storleksordning som i Sverige, och liksom i Sverige baserade på praktisk erfarenhet.

Ett speciellt och viktigt fall är spillvattenledningar inom bostadsområden med endast ett fåtal anslutande serviser, dvs med stötvis och genomsnittligt mycket låg vattenföring. Det organiska materialet består här i hög grad av stora klumpar (fekalier m m) som inte hunnit lösas upp eller på annat, mekaniskt, sätt brytas ned i smådelar. Det är osäkert om här överhuvudtaget kan tillämpas ett resonemang i stil med ovanstående beträffande självrensning, dvs om begreppet kritisk skärspänning här har någon relevans. För eventuella sandpartiklar och andra mindre partiklar gäller dock även här samma skärspänningskriterier som i andra ledningar, men för de stora organiska klumparna av fekalier m m sker transporten delvis genom att klumparna flyter med vattnet, eventuellt med beröring av rörbotten och rörväggar. När vattenströmmen upphör sjunker klumparna till botten eller lägger sig på rörsidorna. Vid nästa vattenspolning lyfts de upp och flyter med ett stycke, eller, om vattenmängden är för liten, ligger kvar på samma ställe, eventuellt med påbyggnad av nya organiska klumpar. En sådan påbyggnad kan resultera i blockering av ledningen. Genom blockeringen uppstår uppdämning i ledningen. Uppdämningen kan trycka iväg påbyggnaden och lösa upp den i mindre delar, varigenom ledningens funktion är återställd. Om så inte sker uppstår så småningom totalstopp i ledningen. Det är sannolikt att friktionen mellan rörväggen och påbyggnaden här spelar en avgörande roll.



I regnvattenledningar är det rimligt att föreställa sig förekomst av sandpartiklar i högre koncentration än i spillvattenledningar samt dessutom partiklar av större storlek. Vidare gäller i början av ett regn sannolikt att vattnet i ledningarna innehåller en relativt hög halt av mindre, kolloida partiklar som sköljs med från markytan. Eventuell förekomst av sandfång i inloppsbrunnarna är naturligtvis av stor betydelse för vilken partikelstorlek som följer med vattnet in i ledningen. Den övre gränsen för partikelstorleken bestäms av gallret på inloppsbrunnarna. Dessa har en bredd av ungefär 20 mm. Skärspänningskravet för att transportera sandpartiklar av sådan storlek blir högt och transport kan endast ske i relativt stora lutningar. I ledningar utrustade med brunnar med sandfång och särskilt om brunnarna dessutom har vattenlås, blir förekomsten av större sandpartiklar liten. Om det antas att partikelstorleken 1 mm är bestämmande för kritisk skärspänning i regnvattenledningar utrustade med brunnar med sandfång och eventuellt dessutom med vattenlås samt att vattnet innehåller en hög halt kolloida partiklar erhålls ur diagrammet i figur 4.8 att dimensionerande skärspänning blir ungefär  $\tau_c^{sed} = 4 \text{ N/m}^2$ . Har regnet fortgått en tid avtar eventuellt halten kolloida partiklar och dimensionerande skärspänning bör i så fall kunna bestämmas ur kurvorna för rent vatten enligt diagrammet i figur 4.8. Dvs dimensionerande skärspänning blir av storleksordningen  $\tau_c^{sed} = 2 \text{ N/m}^2$ . Såvitt känt finns ingen publicerad undersökning om storleken hos sådana partiklar som vid regn passerar in i ledningen via sandfånget i en regnvattenbrunn. (Emellertid har under utredningsarbetet framkommit att vid av Stockholms stad kring år 1960 företagna försök med funktionssätt hos sandfång iakttogs att de största partiklar som passerade sandfånget - innan detta helt sandfyllts - in på ledningen var av storleksordningen 1 mm)

Vid litteratursökningen har påträffats endast två beskrivningar av försök med självrensning i avloppsledningar. (Ytterligare ett försök omtalas i rapporten från Koninkijk Instituut, men närmare upplysningar om detta försök har inte gått att erhålla.) För de två försöken redogörs i Raths, Mc Cauley (1962) och Hobbs m fl (1967). Avsikten med den förstnämnda undersökningen var att bestämma under vilka förhållanden sedimentation av sandpartiklar i avloppsvatten i en självfallsledning inträffar. Försöken utfördes i glaserade lerrör med dimensionen 200 mm. Den andra undersökningen syftade till att bestämma minsta transporthastighet för spillvatten i tryckledningar av plast. Fem olika rördimensioner användes, varav den grövsta (200 mm) även provades i en självfallsledning. Genomsynliga plaströr användes.

Raths, Mc Cauley anger att man valde mellan två olika kriterier för självrensning. Antingen kunde denna definieras som erosion av sedimenterat material i ledningen eller som transport utan sedimentation. Det sistnämnda kriteriet föredrogs framför det första, bl a av den anledningen att om det första kriteriet tillämpas så riskeras med tiden en ansamling av sedimenterat material vid fogarna, vilket så småningom förutsattes kunna ge upphov till stopp i ledningen.

Resultaten från undersökningen sammanfattades i ett diagram, som här återges i figur 4.9. Om som ovan för spillvattenledningar antas att partiklar av grövre storlek än motsvarande mellansand, dvs 0,6 mm, endast förekommer i undantagsfall, får man att kritisk skärspänning för att förhindra uppkomst av avsättningar, dvs  $\tau_c^{susp}$ , kan sättas till ungefär 0,7 N/m<sup>2</sup>.

I undersökningen ansåg man sig vidare kunna fastställa att:

avlagringarnas uppkomst tveklöst influerades av de sinsemellan beroende variablerna lutning och vattendjup samt av partikelstorlek

mängden av i vattnet suspenderade partiklar har liten inverkan på uppkomsten av avsättningar

rörfogarna var den huvudsakliga orsaken till begynnande avsättning.

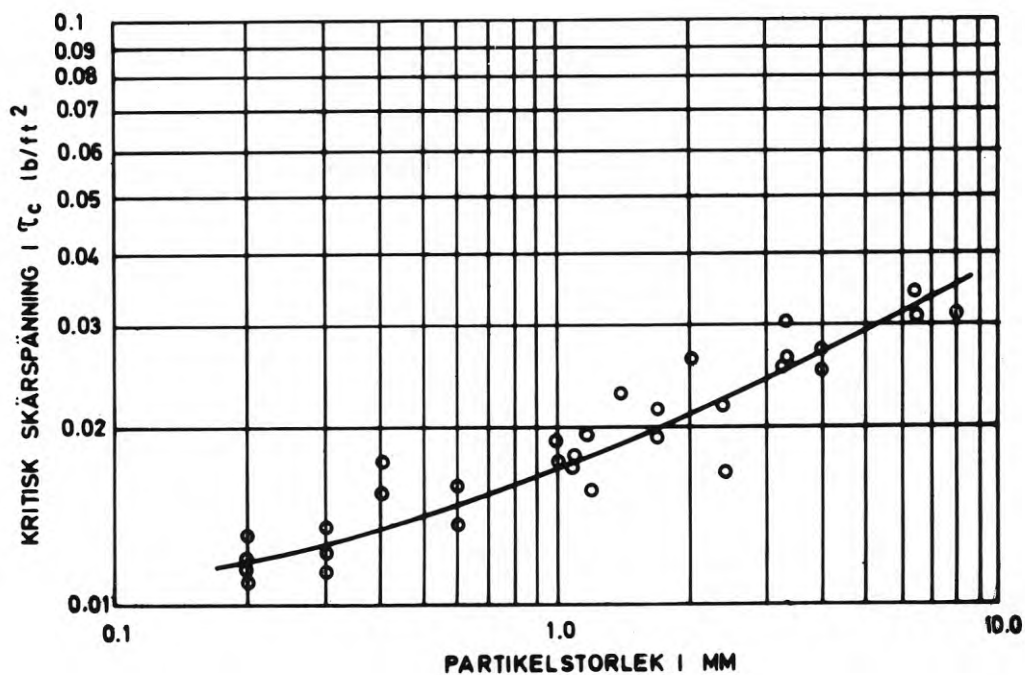


FIG. 4.9

Förhållande mellan sandpartiklars storlek och kritisk skärspänning för att hålla partiklarna i suspension ( $1 \text{ lb/ft}^2 = 47.9 \text{ N/m}^2$ )

Av resultaten från den av Hobbs m fl utförda undersökningen redogörs här endast för de som gäller självfallsledningen.

Fyra försök utfördes. Ledningens lutning var vid samtliga försök 0,62 o/oo. Tillvägagångssättet var följande:

Flödet igångsattes med en volymström av sådan storlek att rörledningen fylldes till  $h/d = 3/4$ . Därefter minskades flödet tills avsättning av fasta partiklar var nära förestående ("redepositing velocity").

Flödet observerades under en period om 2 till 3 minuter för att man skulle vara säker på att jämvikt inträtt.

Därefter minskades flödet tills en märkbar (appreciable) mängd sediment avsatts.

Flödet ökades sedan i små steg tills de avsatta partiklarna började röra sig och transporteras vidare längs botten (scouring velocity").

Scouring velocity är således den minsta hastighet som fordras för att transportera det avsatta sedimentet längs botten, medan redepositing velocity är den största hastighet vid vilken avlagringar börjar byggas upp på ledningens botten.

Den skärspänning som motsvarar scouring velocity är således den som ovan benämns  $\tau_c^{bott}$ , medan den skärspänning som motsvarar redepositing velocity är den som ovan benämns  $\tau_c^{susp}$ .

Sandinnehållet/partikelstorleken motsvarade under försöken ungefär det i normalt spillvatten enligt samtidigt tagna prover. Vid två provtillfällen var dock sandinnehållet så lågt att extra sand tillfördes. Den tillförda sanden hade partikelstorlekar upp till 0,417 mm. I det m a p sandinnehåll/partikelstorlek "normala" spillvattnet vid de två andra provtillfällena förekom en mindre mängd partiklar större än 0,417 mm. Ingen skillnad i de redovisade resultaten förmärks dock av denna anledning.

Medelvärde av de uppmätta hastigheterna blev för scouring velocity 0,43 m/s och för redepositing velocity 0,37 m/s.

Hastighetsbestämning skedde genom mätning av fyllnadshöjd i ledningen och samtidig mätning av utströmmande mängd vatten. I tabell 4.2 nedan ges de aktuella mätvärdena.

TAB 4.2 Sammanfattning av försöksresultat för 200 mm självfallsledning av plast, Hobbs (1967)

Måtkriterium	Area vid mätpunkt			Hastighet vid mät- punkt			Medelhastighet vid mätpunkt 1&2 ft/sec
	in <sup>2</sup>			ft/sec			
	1	2	3	1	2	3	
Redepositing	10,66	9,79	6,90	1,17	1,27	1,81	1,22
Scouring	14,30	13,84	9,37	1,42	1,47	2,17	1,45
Redepositing	11,11	10,23	8,10	1,26	1,37	1,73	1,31
Scouring	13,77	12,46	9,79	1,35	1,45	1,85	1,40
Redepositing	11,11	10,23	7,63	1,10	1,19	1,59	1,14
Scouring	14,77	13,84	11,11	1,44	1,54	1,92	1,49
Redepositing	8,94	8,52	5,83	1,20	1,26	1,84	1,23
Scouring	11,11	10,66	7,29	1,28	1,40	1,93	1,31

Utströmningen skedde fritt från nedströmsänden. Mätpunkt 1 befann sig 13,725 m från utloppet, mätpunkt 2 7,625 m från utloppet och mätpunkt 3 1,525 m från utloppet.

Med de i tabellen givna värdena fås att vattenytan vid försöken för redepositing velocity hade en genomsnittlig lutning i förhållande till horisontalplanet med 0,9 o/oo. Motsvarande genomsnittliga lutning för försöken med scouring velocity var 1,1 o/oo. Här antas att energilinjens lutning kan sättas lika med vattenytans lutning. Detta innebär här en approximation "på säkra sidan" eftersom vattenhastigheten ökar i strömningsriktningen.

För motsvarande skärspänningar, räknade som medelskärspänningar, erhålls då  $\tau_c^{\text{bott}} = 0,4 \text{ N/m}^2$  respektive  $\tau_c^{\text{susp}} = 0,3 \text{ N/m}^2$ .

Det bör anmärkas att de vattenhastigheter som redovisas, tabell 4.2, förefaller vara något för höga ställda i relation till de energilinjelutningar som framräknats ovan, även med hänsyn till att temperaturen på avloppsvattnet var relativt hög, 27-29°C. Någon förklaring till dessa förhållanden har inte kunnat upptäckas. En viss osäkerhet får därför anses vidlåda de skärspänningar som framräknats ovan.

En jämförelse med de resultat som redovisats av Rath, Mc Cauley visar, beträffande storleken av  $\tau_c^{susp}$ , en skillnad som måste uppmärksammas. Även om partikelstorlekar väljs till 0,4 mm i Rath, Mc Cauleys försök, dvs motsvarande största storleken i Hobbs m fl försök, blir ändå  $\tau_c^{susp}$  0,6 N/m<sup>2</sup>, figur 4.9. Detta medför en ytterligare osäkerhet i de resultat som framräknats ur Hobbs m fl försök.  $\tau_c^{susp}$  har ju förutsatts eventuellt vara beroende av rörmaterial. Förklaringen kan naturligtvis vara att även  $\tau_c^{susp}$  liksom  $\tau_c^{bott}$  i själva verket är beroende av rörmaterial. Lerrören har något högre väggråhet än plaströren samtidigt som antalet fogar per längdenhet är större i lerrörsledningen. Strömbildningen vid botten blir därför olika i de två fallen. I Rath, Mc Cauleys rapport anges ju också, som nämnts ovan, att fogarna var den huvudsakliga orsaken till begynnande avsättning.

Det bör observeras att Hobbs inte anger någon inverkan av fogar på självrensningen, vilket Rath, Mc Cauley gör. Plaströren var fogade med muffar och s k O-ringar. Hur lerrören var fogade anges inte. Lerrörens fogar kan dock antas ha ett mindre lämpligt utförande i detta sammanhang än plaströrens fogar.

Det kan inskjutas att skillnaden mellan de två värdena på  $\tau_c^{susp}$  till en del förklaras av skillnader i den lokala skärspänningen vid ledningarnas botten, se avsnitt 4.3.2.

Bland övriga resultat från Hobbs m fl försök kan nämnas:

avsatt material bestod huvudsakligen av sand och ett samband fanns mellan partikelstorlek hos sedimenterad sand och nödvändig hastighet för transport av dessa partiklar

inget samband kunde upptäckas mellan avloppsvattnets innehåll av suspenderade partiklar, organiskt material m m och nödvändig transporthastighet.

Det sistnämnda förhållandet påpekar även Raths, Mc Cauley. Härmed fås en indikation av det riktiga i valet av  $\tau_c^{\text{sed}}$  för spillvatten ur kurvorna för rent vatten i figur 4.8. Både Raths, Mc Cauley och Hobbs påpekar också att sandpartiklarna är dimensionerade för självrensningen, vilket ju antagits tidigare.

Som nämnts ovan är, beträffande regnvatten, halten av suspenderade småpartiklar sannolikt hög i början av ett regn. Eventuellt betydligt högre än i spillvatten. Såvitt känt är dessa förhållanden inte närmare utredda, varför kurvorna för vatten med hög halt av suspenderade partiklar, trots vad som framkommit vid de här två undersökningarna ovan, bör användas vid uppskattning av  $\tau_c^{\text{sed}}$  för regnvatten i början av ett regn eller för kortvarigt regn.

Slutligen skall kortfattat nämnas en undersökning utförd av Millon (1967, 1968). Millon har studerat självrensningsproblematiken för spillvattenledningar och dagvattenledningar och därvid försökt att till dessa anpassa skärspänningskriteriet. Enligt Millon kan skärspänningskriteriet bara tillämpas på ledningar med små fyllnadshöjder. Området, inom vilket detta gäller, bestäms av att transporten sker som bottenlast. Ökar vattenföringen sker transporten som saltation, dvs språngvis förflyttning av partiklarna. Inom detta område gäller enligt Millon att transporten, dvs självrensningen, beror av Froudes tal.

Inom det förstnämnda området, figur 4.10, gäller enligt Millon

$$\tau_c = \gamma g R I \approx 0,6 \text{ N/m}^2 \quad (4.21)$$

Inom område där transporten sker genom saltation, figur 4.10, är självrensning beroende av Froudes tal,  $F$ , enligt villkoret

$$R^{1/3} \cdot I \geq 4 F n^2 g \quad (4.22)$$

Faktorn  $n$  betecknar Mannings tal. För spillvatten skrivs ekvation (4.19)

$$R^{1/3} \cdot I \geq 1,3 \cdot 10^{-3} \quad (4.23)$$

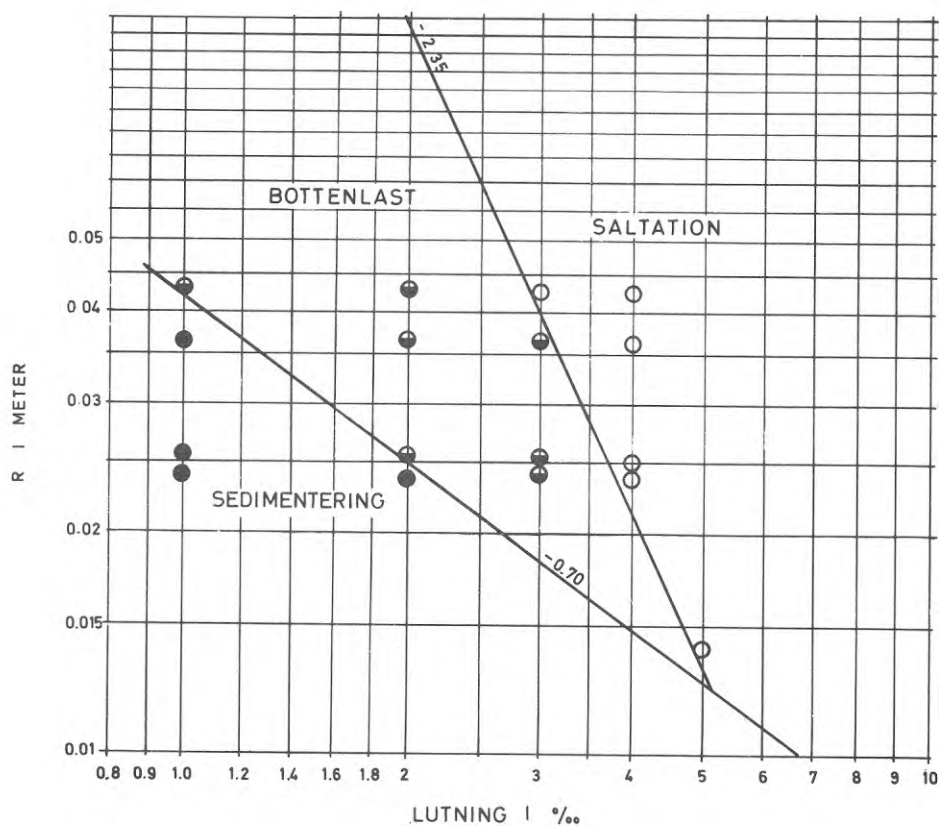


FIG. 4.10 Självrensning i ledningar enligt Millon (1967,1968)  
Grafisk sammanfattning av försök



Förregnvattenledningar bestäms självrensningskriteriet,  $R^{1/3} \cdot I$ , av storleken hos transporterade partiklar.

Det har inte varit möjligt att inom denna undersöknings ram närmare ta någon hänsyn till Millons undersökningar. Dessa har redovisats kortfattat här endast för fullständighetens skull.

#### 1.4.3 Fältförsök

För att försöka få närmare belyst hur skärspänningskriteriet för självrensning fungerar i verkliga avloppsledningar har fältförsök utförts. Fyra avloppsledningar undersöktes, två betongrörsledningar och två plaströrsledningar.

Undersökningarna följde alla i princip samma schema. Flödet registrerades under ca 1 veckas tid. För registreringen användes en hos Orrje & Co utvecklad flödesmätare, beskriven i rapport till BFR (1973). Flödesmätaren fungerar i princip genom samtidig mätning av fyllnadshöjd och vattenhastighet i inkommande ledning till nedstigningsbrunn. Dessa värden registreras automatiskt på skriveband och utvärdering av flöde i exempelvis liter per sekund kan därefter ske. Emellertid återstår ännu några problem i samband med hastighetsmätningen, se ovannämnda rapport, varför vid fältförsöken utnyttjades endast nivåangivningsenheten. För bestämning av flödet fordrades därför kalibrering i varje mätpunkt. Kalibreringen tillgick så att vatten, sedan ledningen proppats, tillfördes ledningen via brandslang och vattenmätare genom en uppströms belägen brunn. Några olika, samhörande värden på volymström och fyllnadshöjd i mätpunkten kunde därvid bestämmas. Kalibrering utfördes efter det ledningen undersöktes med TV-kamera, se nedan, för att inte eventuella avsättningar i ledningen skulle spolats bort vid kalibreringen.

Sedan flödet registrerats en tid, på sätt som beskrivits ovan, genomfördes TV-undersökning av ledningen. Vid undersökningstillfället var ledningen proppad. Eventuella avsättningar noterades.

Ledningens lutning bestämdes därefter genom avvägning mellan brunnar. Eventuella sättningar på ledningen ger upphov till variationer i energilinjens lutning mellan brunnarna. En bedömning av dessa förhållanden gjordes i samband med TV-undersökningen. Detta

tillgick så, att en konstant volymström vatten tillfördes den proppade ledningen. Volymströmmens storlek valdes så att vatten-nivån kom att befinna sig vid en fyllnadshöjd  $h/d$  i ledningen motsvarande ungefär  $h/d = 1/3$ . Avläsningar gjordes i höj dintervall om 3 cm, se exempelvis figur 4.11. Övergången mellan de olika intervallen är naturligtvis i verkligheten jämn. Det antas att energilinjelutningen blir densamma även för andra vattenföringar än den som rådde vid provtillfället. Uppskattningen av energilinjelutningen blir självfallet behäftad med tämligen stor osäkerhet. Samtliga undersökta ledningar var relativt nylagda. Båda betongledningarna var fogade med gummiring.

Det skall påpekas här, att kvaliteten på TV-bilden inte var av sådan klass att detaljerade studier av avsättningarna kunde ske. Tvärtom gällde att svårigheterna ofta var stora att urskilja av sättningar, särskilt vid ledningsbotten. Att förhållandena där var särskilt besvärliga berodde vanligen på att vatten fanns kvar i delar av ledningen. Även en mindre sättning eventuellt i kombination med sedimenterat slam i en ledning med liten lutning kan förorsaka att vattnet i ledningen inte helt rinner undan efter proppningen eller rinner undan mycket långsamt och det räcker med ett vattendjup på några millimeter för att dölja en stor del av ledningens botten.

Mot ovannämnda bakgrund ansågs det inte försvarbart att söka särskilja olika grader av avsättningar. Det konstaterades endast om avsättningar förekom eller inte vid ledningens botten. Även denna gränsdragning var ofta besvärlig att göra.

Detaljer på TV-bilden urskiljs lättast direkt på monitorn under genomdragningen av kameran. Den mest korrekta bedömningen av eventuell förekomst av avsättningar görs därför direkt under fältförsöken. Emellertid är det ofta nödvändigt att studera en ledningssträcka flera gånger för att få så säker bedömning som möjligt av eventuell förekomst av avsättningar. Därför inspelades körningen även på videoband varigenom det blev möjligt att vid ett senare tillfälle kontrollera de iakttagelser som gjorts i fält. TV-bilden kan avfotograferas under uppspelningen med en stillbildskamera för att dokumentera vissa iakttagelser. Kvali-

teten på fotot blir emellertid helt otillräcklig för att kunna användas i detta sammanhang. Inga bilder från TV-undersökningen publiceras därför här.

#### Betongledning 1 (Upplands Bro kommun)

Betongledning 1 har dimensionen 300 mm. Ledningen högtryckspolas någon gång per år. Spillvattnet i ledningen har i den undersökta ledningssträckan transporterats en relativt lång sträcka, storleksordningen några kilometer, och är väl "homogeniserat". Inga större, sammanhållna slamklumpar o dyl observerades.

Profil över ledningen m m visas i figur 4.11. Avsättningarna förekom dels vid ledningens botten, men även en bit upp på tvärsnittets periferi. En principfigur över avsättningarna visas i figur 4.12. Märkbara avsättningar förekom huvudsakligen i den mellersta delsträckan av den undersökta ledningsdelen, dvs den med den flackaste lutningen. I den övre delsträckan fanns inga avsättningar medan avsättningar på vissa punkter förekom i den nedre delsträckan.

Resultaten av flödesmätningarna under tre dygn före TV-undersökningen visas i figur 4.13. Dessa är typiska för hela mätperioden. Som synes har i ledningen förekommit vattenflöde utan uppehåll. Flödet har varierat mellan ca 0,3 l/s och ca 3 l/s. Det högre värdet tas här som utgångspunkt för beräkning av skärspänning. För mittdelen av den mellersta delsträckan sätts energilinjens lutning till 0,5 ‰. Man får

$$\tau_0 \approx 0,3 \text{ N/m}^2$$

respektive för de två andra ledningssträckorna ( $I = 1,3 \text{ ‰}$ )

$$\tau_0 \approx 0,5 \text{ N/m}^2$$

Om det vidare antas att maximala skärspänningen vid botten ligger någonstans mellan de kurvor, figur 4.5, som representeras av det föreslagna förhållandet  $\tau_{\max}/\tau_0$ , ekvation (4.17), samt den

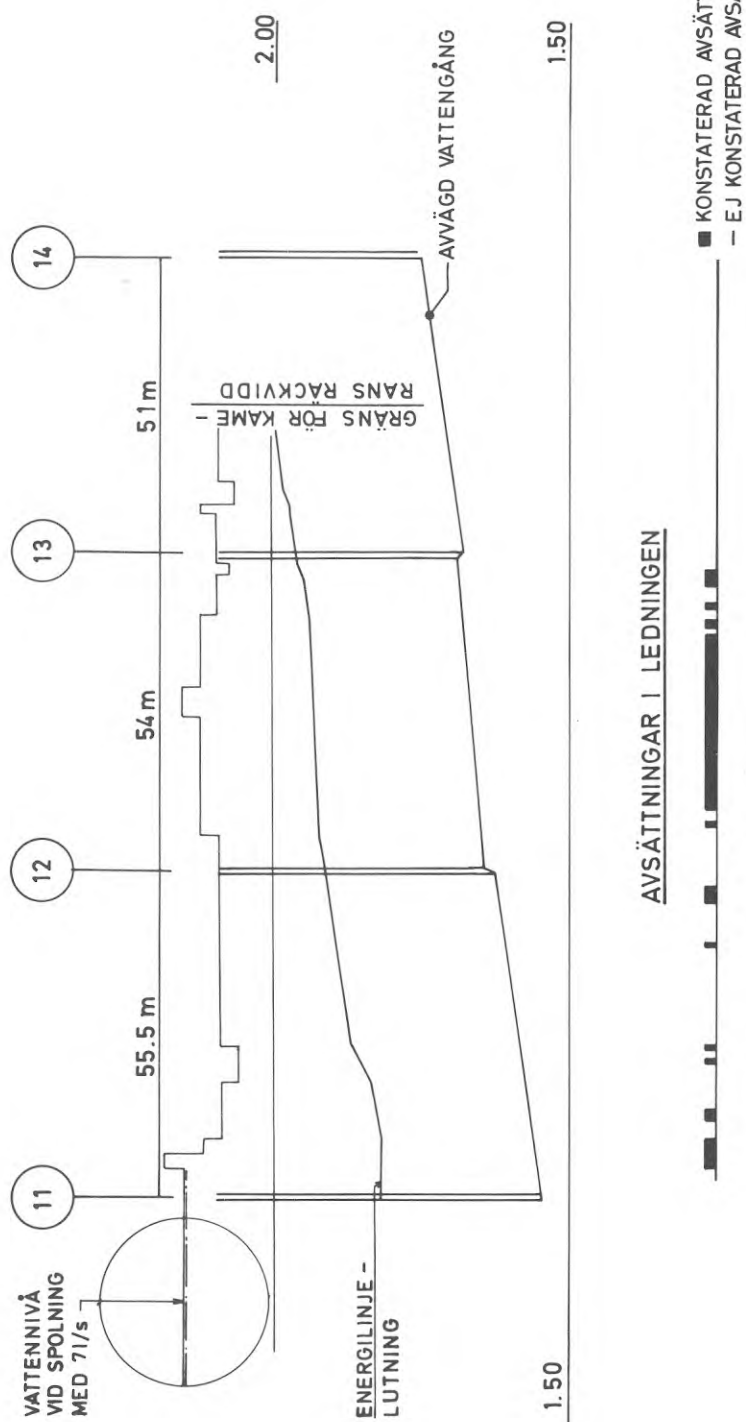


FIG. 4.11 Profil över betongledning 1.

[illegible]

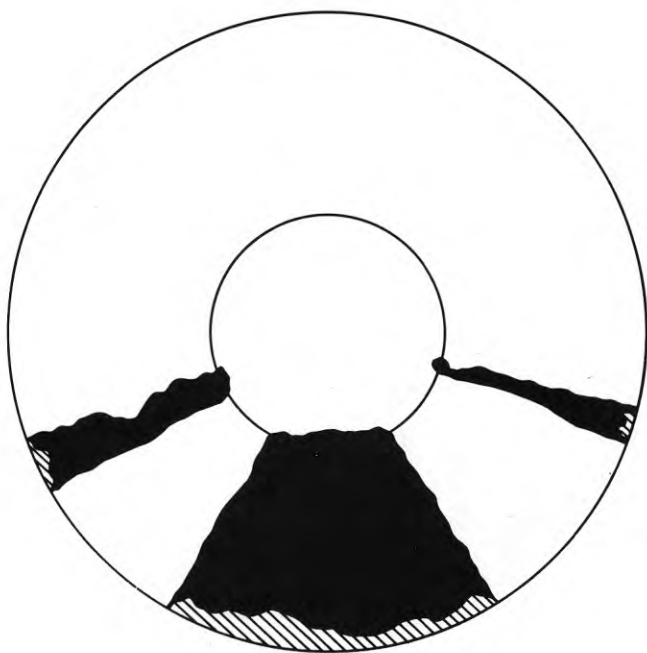


FIG. 4.12      Principfigur över avsättningar i betongledningen i Upplands-Bro, mellersta delsträckan.

FLÖDE L/S

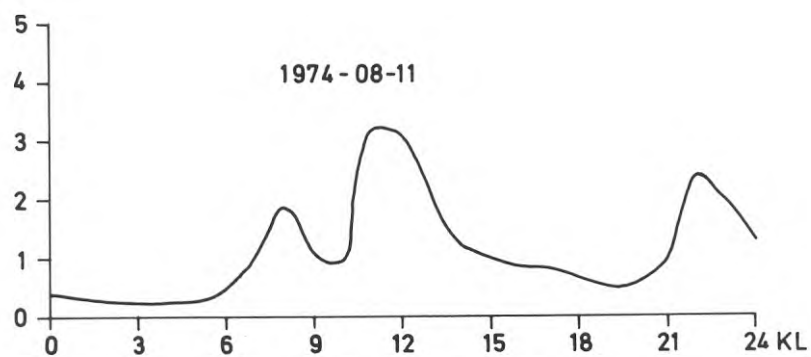
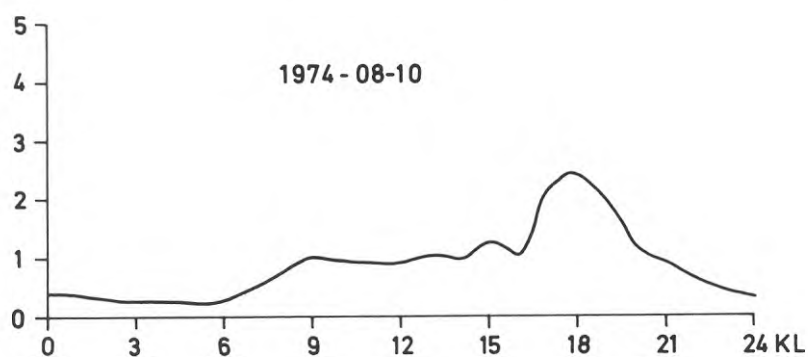
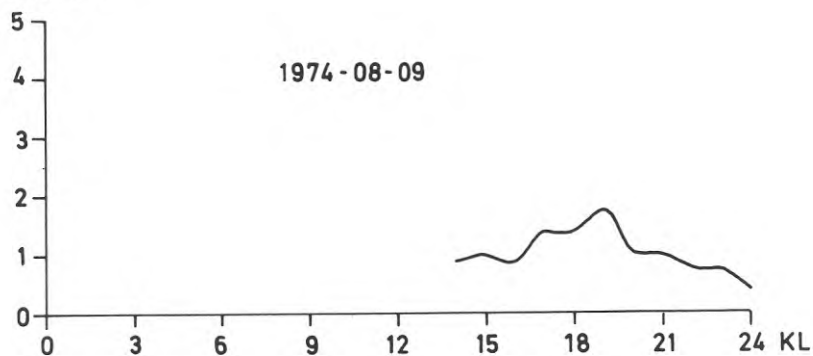


FIG. 4.13 Flödesmätning i betongledning 1.

kurva som beräknats enligt Lysne, får man att maximala skärspänningen vid botten i de två fallen blir

$$\tau_{\max} \approx 0,4 \text{ à } 0,5 \text{ N/m}^2$$

respektive

$$\tau_{\max} \approx 0,6 \text{ à } 0,8 \text{ N/m}^2$$

Varför avsättningar uppträder på delar i nedersta ledningssträckan med god lutning är oklart. Att lutningen ökar plötsligt kan emellertid tänkas bero på en sättning nedströms varigenom några rörfogar öppnats och givit upphov till avsättningen. (Det bör påpekas att avståndsmätningen inte kan förutsättas helt exakt, varför den ovannämnda iakttaga avsättningen kan befinna sig någon meter åt endera hållet i förhållande till motsvarande punkt på ledningen från den angivna punkten.) Att avsättningar även förekommer intill brunnen (11) förklaras av att energilinjelutningen invid brunnen är flack.

I större delen av hela ledningen noterades avsättningar en bit upp på cirkelperiferin. Dels förekom de på ställen där avsättningar fanns på ledningens botten, figur 4.12, dvs i huvudsak i den mellersta ledningsdelen, men de förekom även inom så gott som hela sträckan på de två övriga ledningsdelarna, dvs utan att avsättning kunde iakttas vid ledningens botten. Dessa avsättningar på periferin befann sig på en höjd över ledningens botten motsvarande  $y/d \approx 0,15$  till  $0,30$ , dvs över det område där avsättning av friktionsmaterial förväntas kunna förekomma, dvs  $y/d \approx 0,15$ . Den närmast till hands liggande förklaringen till dessa avsättningar är att de uppkommer genom kohesion mellan rörväggen och flytande eller suspenderat slam i närheten av vattenytan vid de största uppträdande fyllnadshöjderna.

Prov togs av bottensedimenten i samband med en högtrycksspolning av ledningen. En okulärbesiktning av provet visade stort inslag

av sand i fraktioner under ca 1 mm. Även enstaka partiklar större än 1 mm förekom.

#### Betongledning 2 (Täby kommun)

Betongledning 2 har dimensionen 300 mm. Spillvattnet i den undersökta ledningsdelen har i detta fall inte transporterats lika lång sträcka som vad gällde betongledning 1.

Profil över ledningen visas i figur 4.14. Inga avsättningar kunde med säkerhet iakttas i ledningen. Det förekom emellertid en del vatten på efter proppningen på vissa ledningssträckor, beroende på sättningar. Om inom dessa delar fanns avsättningar eller inte, kunde inte med säkerhet avgöras. Däremot iakttogs även här en del avsättningar en bit upp på ledningens periferi av samma art som iakttogs i betongledning 1, men av något mindre omfattning.

Flödet i ledningen varierade mellan 0 och 0,3 l/s. Medelskärspänningen  $\tau_0$  i ledningen blir därvid längs hela den undersökta sträckan för vattenflödet 0,3 l/s. (Energilinjens lutning antas genomsnittligt uppgå till 2,5 o/oo.

$$\tau_0 \approx 0,3 \text{ N/m}^2$$

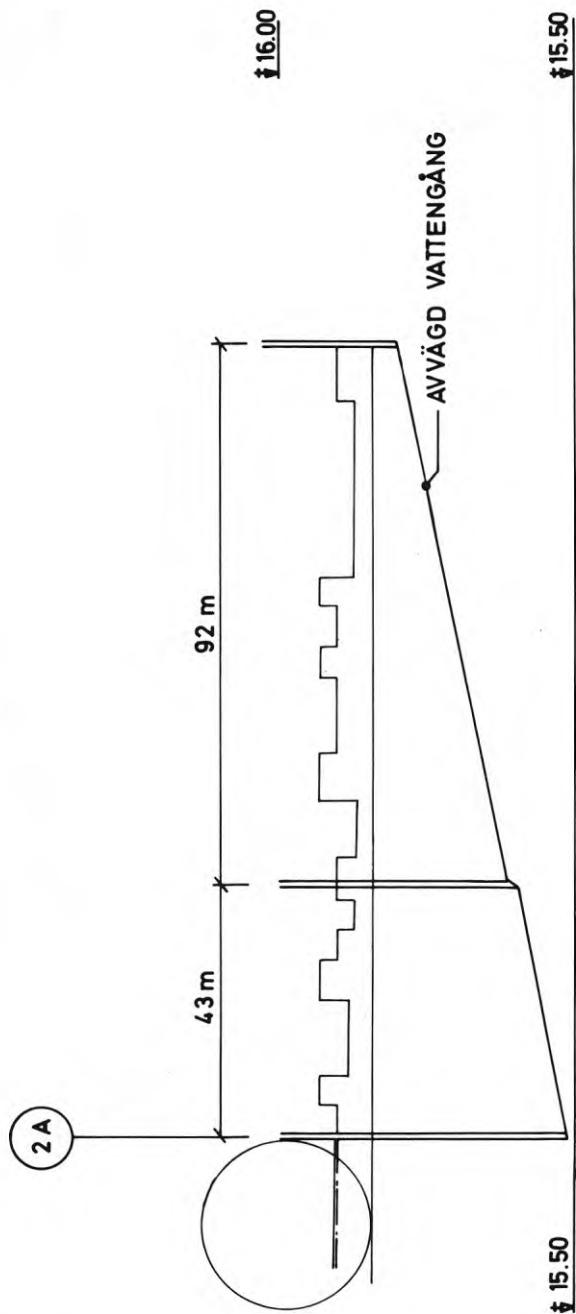
På samma sätt som ovan kan uppskattas skärspänningen vid ledningens botten

$$\tau_{\max} \approx 0,4 \text{ à } 0,5 \text{ N/m}^2$$

Dessa skärspänningar är lägre än de som kan förväntas vara nödvändiga för självrensningen. Under hela mätperioden var emellertid vädret mycket torrt. Några veckor efter undersökningen började det regna och regnet varade några dagar. En förnyad inspektion av ledningen företogs då. Därvid visade sig flödet ha ökat betydligt och uppgick till storleksordningen 3 l/s. Motsvarande skärspänning blir då

$$\tau_0 \approx 0,8 \text{ N/m}^2$$





LUTNING ENL. PROFIL		8.271	8.389	8.412	8.643
LUTNING ENL. AVVÄGNING					
1.9‰	2.1‰				
2.8‰	2.5‰				

FIG. 4.14 Profil över betongledning 2.

respektive

$$\tau_{\max} \approx 1,0 \text{ à } 1,2 \text{ N/m}^2$$

En sannolik förklaring till att de låga skärspänningsvärdena inte avspeglades i avsättningar i ledningen är således att flödet under torrperioder är så obetydligt att mängden avsättbart material i vattnet blir liten. Inga märkbara avsättningar hinner därför uppkomma mellan perioder med regn under vilka ledningen spolats ren.

Efter TV-undersökningen spolades ledningen med brandpostvatten i en sådan mängd, ca 10 l/s, att fyllnadsgraden i ledningen ökades till motsvarande  $h/d \approx 0,3$ . En förnyad TV-undersökning visade därvid att avlagringarna på ledningens periferi spolats bort. En viss bekräftelse erhöles därigenom av det antagande som gjordes i samband med undersökningen av betongledning 1, nämligen att dessa avsättningar uppkommer genom att flytande eller suspenderat avloppsslam fäster på rörväggen i höjd med högsta vattentans nivå. Eftersom avsättningarna på rörperiferin spolades bort vid en höjning av vattenytan kan man även dra den slutsatsen att de sannolikt inte har någon menlig inverkan på en avloppslednings självrensning.

#### Plastledning 1 (Täby kommun)

Plastledning 1 är utförd av PVC markavloppsrör i dimensionen 200 mm. I figur 4.15 visas en profil över ledningen på en sträcka av 410 m. Inga påsläpp till ledningen förekommer längs den återgivna sträckan. Spillvattnet i ledningen har transporterats en relativt lång sträcka, storleksordningen några kilometer, och är väl "homogeniserat". Inga större, sammanhållna slamklumpar o dyl observerades vid undersökningen.

Flödesmätning utfördes i brunn 100a. Flödet var anmärkningsvärt konstant, ca 1,3 l/s, under hela mätperioden.

Avsikten var att sträckan mellan brunn 100a och NBl skulle TV-undersökas. Lutningarna på sträckan var nämligen enligt till-

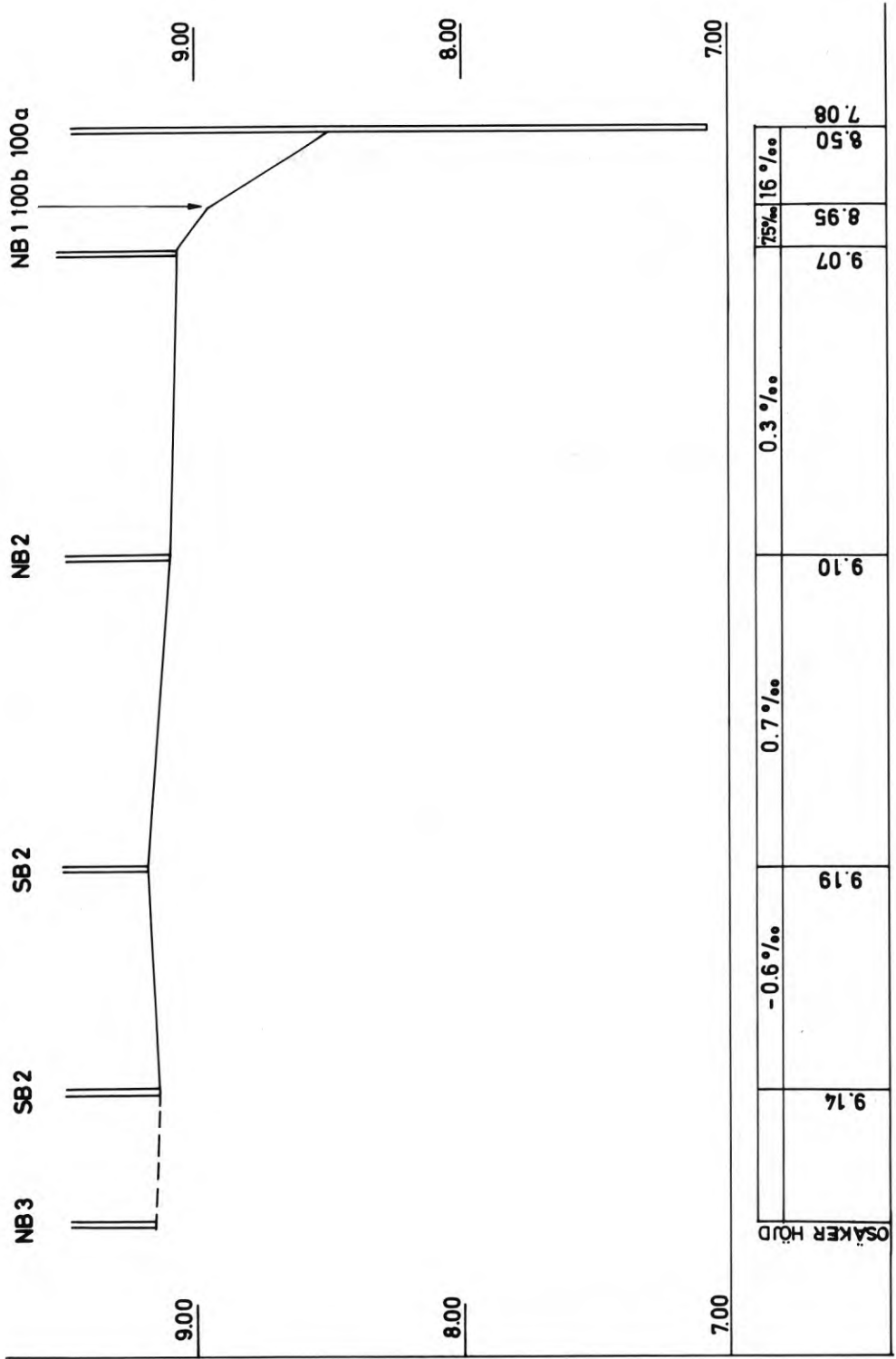


FIG. 4.15 Profil över plastledning 1

handahållna profilritningar 1,6 o/oo på sträckan mellan brunn 100a och punkt 100b samt 0,7 o/ooo på sträckan 100b och NBl.

I NBl och NB2 fanns åtkomstmöjlighet till ledningen i form av renslucka. Ledningen kunde inte proppas i dessa brunnar utan propp fick anbringas i NB3. Tömningstiden för ledningen blev därmed mycket lång och proppen fick anbringas kvällen före TV-undersökningen. Denna måste vidare utföras tidigt på morgonen eftersom proppen skulle avlägsnas så snart som möjligt för att inte förorsaka översvämning i uppströms belägna ledningsdelar.

Vid NBl kunde flottas igenom dragsnöre för TV-kameran fram till brunn 100a. TV-undersökningen kunde dock genomföras endast ca 8 m in i ledningen från brunn 100a. Orsaken till att undersökningen avbröts då var att ledningen gjorde en kraftig böj och risken för att kameran skulle fastna bedömdes som påtaglig.

Inga avsättningar konstaterades på botten i den undersökta ledningsdelen, men spår av avsättningar förekom en bit upp på ledningens periferi på samma sätt som gällde för de undersökta betongledningarna ovan.

Det blev anledning till förnyad kontroll av ledningens lutning på den undersökta ledningssträckan. Denna utfördes genom kommunens försorg på arbetsritning för den vägtrumma vari avloppsledningen förlagts. Därvid framkom att lutningen på den först överlämnade profilen varit felaktigt angiven till 1,6 o/oo i stället för 16 o/oo, mellan brunn 100a och punkt 100b. De skärspänningsvärden som kan framräknas ur en sådan lutning vid den uppmätta storleken på volymströmmen blir mycket höga och de resultat som framkommit vid TV-undersökningen därigenom ointressanta.

Emellertid är en del iakttagelser vad gäller ledningen i övrigt värda att noteras. Som framgår av profilen ligger ledningen mycket flackt, på sina ställen t o m i bakfall. Ledningen har varit i bruk några år (byggd 1971) och enligt uppgift har den fungerat tillfredsställande. Rensning av ledningen har inte vid något tillfälle behövt utföras.

Innan undersökningen av ledningen inleddes företogs inspektion av ledningen. Därvid iaktogs att vattennivån i spolbrunnarna, SB1 och SB2, stundtals hade varit i nivå med markytan. Detta kunde konstateras genom förekomsten av ränder av avsättningsmaterial på olika nivåer i brunnarna. Att ledningen fungerar tycks således bero på att avsättningar, när sådana uppkommer, så småningom leder till en så kraftig kapacitetsminskning i ledningen att vattennivån stiger i brunnarna till en höjd där trycket blir tillräckligt för vidaretransport av avsättningen. Ett sådant funktionssätt i SB2 är naturligtvis en förutsättning för att ledningen skall fungera eftersom ledningsdelen efter SB2 ligger i "bakfall", men även i SB1 kunde konstateras att samma funktionsätt inträffar vid vissa tillfällen.

Som nämnts ovan var flödet under mätperioden tämligen konstant 1,3 l/s. Vid ett senare tillfälle mättes flödet åter och var då ca 1,5 l/s. En förnyad flödesmätning företogs slutligen efter en regnperiod på några dagar. Flödet var då 3,7 l/s. De två sistnämnda mätningarna var momentana mätningar av aktuellt flöde, dvs inget kan sägas om variationer i flödet under någon tid kring mättillfällena.

Ledningen fungerar således åtminstone tidvis som en tryckavloppsledning. Med den sista, högsta, siffran som utgångspunkt för beräkning av strömningshastigheten i ledningen blir denna ca 0,12 m/s. Detta är ett värde som kraftigt understiger de hastigheter som normalt brukar anges som erforderliga för självrensning i tryckavloppsledning, nämligen ca 0,6 m/s.

Vid TV-undersökning av den härför åtkomliga delen av ledningen konstaterades, som nämnts ovan, viss avsättning på rörperiferin. Om det antas att ledningens  $k$ -värde är ca 0,2 mm erhålls ur strömningshastigheten 0,12 m/s ett genomsnittligt mycket lågt skärspänningsvärde  $\tau \approx 0,05 \text{ N/m}^2$ . Flödet har sannolikt ofta varit större än det som använts som grund för ovanstående beräkningar, varför dessa inte här kan tillmätas någon speciell betydelse. De kan dock tjäna som indicium på att låga skärspänningsvärden, åtminstone under vissa förhållanden m a p självrensningen, kan tillämpas för plaströr.

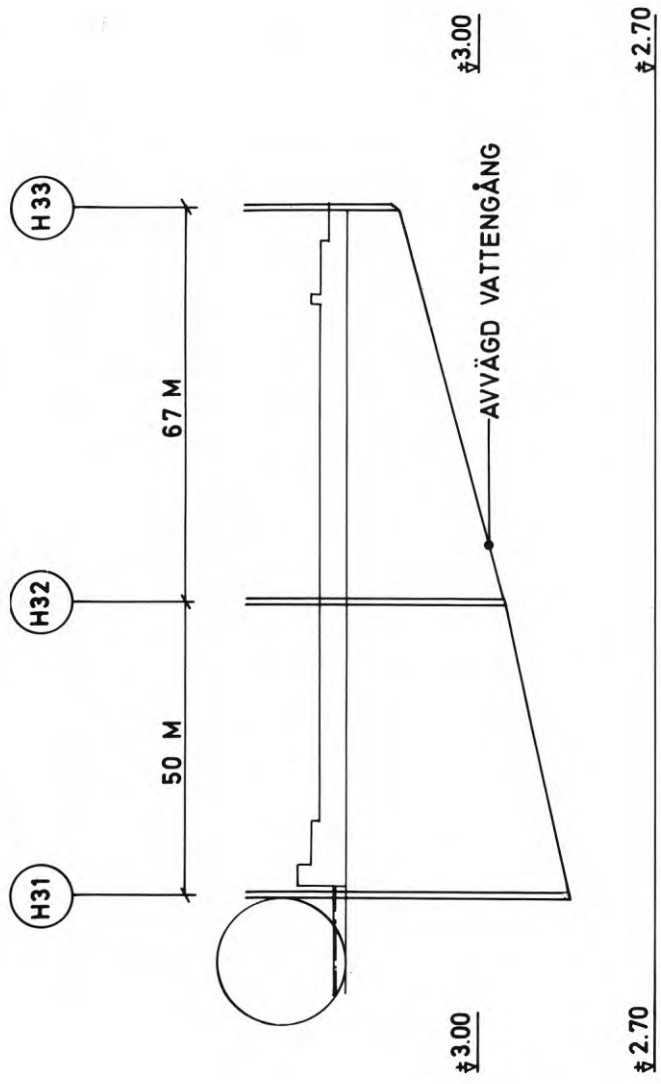
## Plastledning 2 (Skutskärs kommun)

Plastledning 2 är utförd av PVC markavloppsrör i dimensionen 200 mm. Ledningen ligger i ett villaområde och tio anslutna fastigheter finns mellan ledningens begynnelsepunkt och mät-punkten.

Genom okulärbesiktning av avloppsvattnet konstaterades att av-loppsslammet i ledningen i hög grad bestod av icke upplösta fekalier, ofta sammanhopade till stora klumpar. Förekomst av sand kunde inte konstateras och var sannolikt låg.

Profil över ledningen visas i figur 4.16. Nivåmätaren var placerad i brunn H31. En mindre dämning i brunnen gjorde att nivåmätaren kom att ständigt flyta på en viss höjd i ledningen, även vid nollflöde.

I figur 4.17 visas ett typexempel på nivåmätning under ett dygn. Här illustreras vad som ovan, under avsnitt 4.5.2, sagts om funktionssättet hos lokala spillvattenledningar inom bostadsområden med få anslutningar. Vattennivån har här inget med volymström i ledningen att göra, utan indikerar olika nivåer i ledningen efter dämning pga delvis blockering av ledningstvär-snittet av klumpar med fekalier o dyl. Vattenflödet i ledningen är lågt, varför märkbara nivåändringar huvudsakligen bör vara sådana som beror av dämningar nedströms nivåmätaren. Förloppet under dygnet kan studeras med hjälp av figur 4.17. Från midnatt till kl 02.40 är vattennivån konstant. Den ligger dessutom ganska högt i jämförelse med de lägsta nivåer som i övrigt förekommer under dygnet. Detta tyder på en dämning nedströms mätaren. Kl 02.40 sker plötsligt en nästan momentan sänkning av nivån, beroende på att fördämningen nedströms nivåmätaren släppt. Nivån ligger kvar på låg höjd ca 5 minuter, varefter den börjar stiga igen. Orsaken kan vara att fördämningen transporterats en sträcka och därefter åter fastnat. Att nivån då stiger måste bero på att ett visst flöde finns i ledningen. Tidpunkten på dygnet gör dock att det förefaller osannolikt att flödet skulle ha sin orsak i spolning i någon ansluten fastighet. En troligare förklaring är att när fördämningen släppte uppkom ett vattenflöde i ledningen som drog med sig avsättningar uppströms mätaren, varvid ytterligare vatten frigjordes uppströms. Slamklumparna passerade



LUTNING ENL. PROFIL		LUTNING ENL. AVVÄGNING	
2.16 ‰	3.21 ‰	2.951	3.154
2.16 ‰	2.98 ‰	2.951	3.154
2.845			

FIG. 4.16 Profil över plastledning 2.

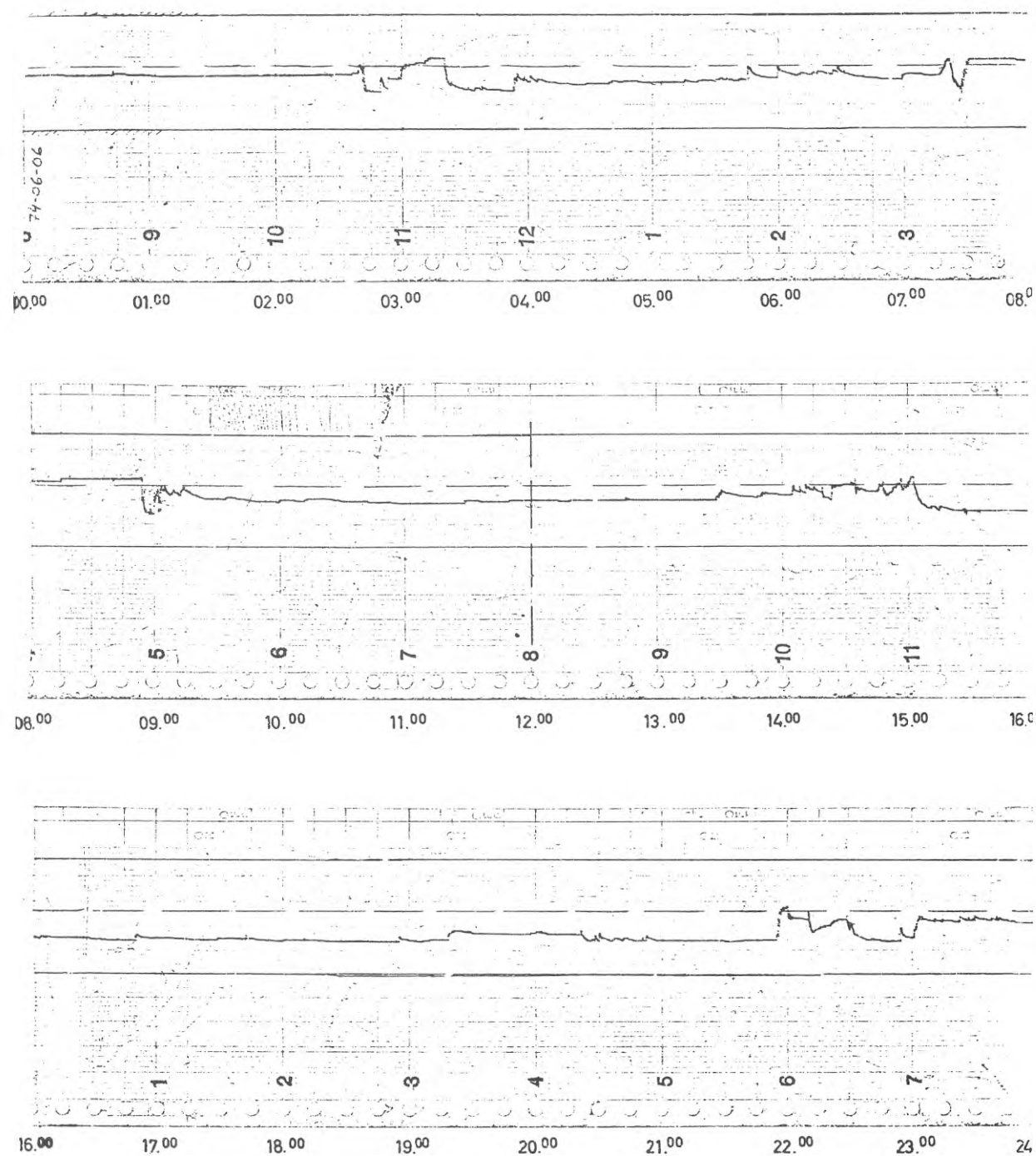


FIG. 4.17 Nivåmätning i plastledning 2



("flytande") mätaren, vilket antyds av den oregelbundna formen på den uppåtgående nivåangivningen, och orsakade fördämning nedströms mätaren, eventuellt tillsammans med den tidigare avsättningen. Cirka klockan 03.20 släpper fördämningen och nivån sjunker. Strax före klockan 04.00 sker en momentan uppgång i nivåangivelsen som är svår att förklara på annat sätt än att nivåmätaren lyfts av en tillkommande anhopning fekalieklumpar o dyl uppströms ifrån. Dessa har delvis passerat mätaren, men eventuellt kvarligger en del, vilket antyds av att nivån nu är högre. Strax före kl 06.00 och precis kl 06.00 passeras mätaren åter av "flytande" klumpar. Troligen har nu spolning skett, vilket är anledningen till att avsättningar börjat transporteras i ledningen. Eventuellt kvarligger även nu en del under mätaren, och den nedåtgående trenden i nivåangivningen efter kl 06.30 kan tyda på ökad strömning, dvs tilltagande borttransport av avsättningar under mätaren. Kl 07.30 sker en ny dämning nedströms mätaren som nästan omedelbart släpper för att lika snabbt stanna upp igen och ny dämning sker. Kl 08.10 sker en liten uppgång i nivån, vilket eventuellt kan tyda på ökad spolning. Dämningen släpper igen strax före kl 09.00, men byggs snabbt upp igen. Kl 09.10 sker en nedgång i nivån som sedan håller sig relativt konstant under hela förmiddagen. Denna nivå skulle, enligt kalibrering, motsvara volymströmmen ca 1 l/s. En sådan hög vattenförling i ledningen under så lång tid är emellertid inte tänkbar. (Antal anslutna fram till mätpunkten är högst 40 à 50 personer.) Förklaringen torde vara att en viss volymström förekommer, men att denna "bräddas" över någon mindre avsättning nedströms mätaren. Fr o m kl 13.30 blir nivåangivningen ryckig. Sannolikt beroende på att mätaren passeras av fekalieanhopningar o dyl. Dessa byggs upp till en ny fördämning, eventuellt beroende på minskat flöde, och strax efter kl 15.00 släpper fördämningen. Nivån går då ned till en nivå som enligt kalibreringen ligger i närheten av den som gäller vid inget flöde i ledningen. Denna nivå be- hålls under resten av eftermiddagen och början av kvällen. Flödet är under denna tid litet och sannolikt avtagande. Mellan kl 19.15 och 20.15 är nivån tillfälligt förhöjd, sannolikt beroende på en uppkommen och sedan lösgjord fördämning. Strax före kl 22.00 sker en momentan uppgång av nivån, troligen beroende på anhopning under mätaren. Denna anhopning lösgörs och transporteras

vidare under den efterföljande timmen. Kl 23.00 bildas en ny fördämning nedströms mätaren varvid nivån stiger till en höjd som motsvarar den som rådde vid dygnets början.

Ovan beskrivna förlopp är sannolikt typiskt för lokala spillvattenledningar med ett fåtal anslutningar.

För fekalier och annat slam i stora anhopningar och med låg densitet är det, som påpekats i tidigare avsnitt, osäkert om skärspänningskriterium kan läggas till grund för en bedömning av ledningens självrensningsförmåga. Det förlopp som transporten av dessa följer avviker från det som förutsätts gälla vid transport av små, tyngre partiklar.

Vid TV-undersökningen av ledningen var ledningstvårsnittet på långa sträckor fyllt med vatten, upp till en fjärdedel eller mer. Vattenfyllnaden tillskrevs förekomsten av lokala avsättningar av fekalieklumpar etc som sedimenterat på botten vid avtagande strömning efter proppningen. Om avsättningar av sand och slam etc förekom på ledningens botten kunde därför inte avgöras. Däremot förekom avsättningar på ledningens sidor, figur 4.18. En intressant iakttagelse har antytts i figurens högra del. På flera ställen i ledningen förekom ränder med avsatt material en bit upp på rörperiferin. Ränderna var på flera platser tvärt avbrutna. Uppenbarligen sker en successiv tillväxt av dessa avsättningar tills de genom sin tyngd släpper från rörväggen och glider ned i vattnet där de transporteras vidare.

Den nivåmätning som gjorts kan inte läggas till grund för en bestämning av flödet i ledningen. Emellertid kan flödet under korta tider (några sekunder), efter det en fördämning släppts, uppskattas till högst ca 1,5 l/s. Det "normala" flödet i ledningen är betydligt lägre och varierar mellan 0 och högst ca 0,3 l/s.

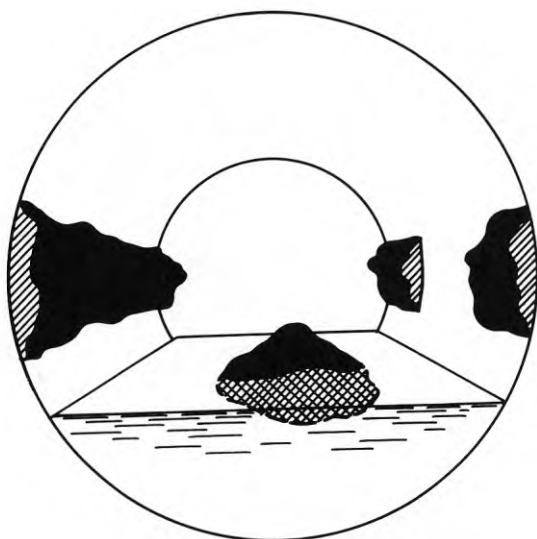


FIG. 4.18

Exempel på avsättningar på rör-  
sidorna i plastledning 2.

Om som grund för en beräkning av skärspänningen i ledningen läggs flödet 1,5 l/s erhålls för den nedre delen av ledningen

$$\tau_{\max} \approx 0,6 \text{ N/m}^2$$

Denna skärspänning är alltså den som högst kunnat råda under en mycket kort tid invid den brunn där mätningen utfördes. Efter- som flödet avtar uppåt ledningen i takt med att anslutningar passeras, avtar även skärspänningen från högsta värdet vid brunnen och minskar uppströms.

Den skärspänning som beräknats ovan är emellertid inte knuten till det "normala" flödet i ledningen. Om detta flöde förutsätts uppgå till högst ca 0,3 l/s blir skärspänningen i den nedre delen av ledningen

$$\tau_{\max} \approx 0,3 \text{ N/m}^2$$

Det har alltså inte gått att avgöra om avsättningar förekommer på ledningens botten. Om sådana förekommer måste emellertid avsättningen ske ytterst långsamt. Ledningen byggdes vintern 1971-72 och har inte behövt rensats.

#### 1.4.4 Enkät

I syfte att få ett större basmaterial som underlag för bedömning av dimensionerande skärspänning för avloppsledningar utsändes en enkät till landets kommuner. I enkäten begärdes uppgifter beträffande avloppsledningar som ger problem med avsättning av slam eller sand. Frågeformuläret beträffande spillvattenledningar var utformat som visas i figur 4.19. Även formulären beträffande kombinerade ledningar och regnvatten hade denna utformning med undantag för att beträffande regnvattenledningar kolumnen för antal anslutna personer naturligtvis utgått.

Sammanlagt lämnades exempel på 72 spillvattenledningar som gav problem med avsättning av slam eller sand. Av dessa 72 ledningar var 68 betongledningar (inkl 1 lerrörsledning) och 4 plastled-

Exempel på spillvattenledning som ger problem med slam-  
avsättning eller sand.

Diameter <sup>a)</sup> mm	Lutning <sup>b)</sup> o/oo	Ledningen byggdes år <sup>c)</sup>	Antal ansl personer <sup>d)</sup>	Anmärkning <sup>e)</sup>
150 betong				
160 plast				
200 plast				
225 betong				
250 plast				
300 betong				
315 plast				
400 betong				
400 plast				
500 betong				
600 betong				

- a) Vi väntar oss naturligtvis inte att få uppgifter om alla dimensioner.
- b) Finns flera "problemledningar" i samma dimension och i samma material (betong eller plast), välj då den ledning som bland problemledningarna har den största lutningen.
- c) Är inte exakt årtal känt kan ungefärligt byggår anges.
- d) Ungefärligt värde på antal anslutna personer.
- e) Helst bör en sådan ledning väljas som endast är belastad med spillvatten från hushåll, dvs undvik ledningar med inkopplingar från industrier o dyl och ledningar med regnvattenintag och dräneringsanslutningar. Finns trots allt sådana "extra" anslutningar påpekas detta i anmärkningskolumnen. Här påpekas även om inläckning har observerats, eventuellt kompletterad med inläckningens storlek om denna är känd eller kan uppskattas.

FIG. 4.19 Frågeformulär beträffande spillvattenledningar

ningar. I tabell 4.3 nedan redovisas data för de 68 betongledningarna samt de skärspänningar som kan framräknas ur det inkomna materialet.

Vid beräkning av skärspänning har följande förutsatts:

Medelspillvattenmängden i den aktuella ledningen är lika med antal anslutna personer multiplicerat med medelförbrukningen av vatten för hushållen sådan den kan utläsas ur VAVs statistik för den kommun inom vilken ledningen är belägen.

Dimensionerande skärspänning,  $\tau_{\max}$  vid botten, beräknas ur ekvation (4.17) vid den vattenföring  $q_{\max}$  med 10 % varaktighet som erhålls ur ekvation (4.6) med  $q_{\text{med}}$  lika med medelspillvattenmängden. Minsta vattenföring,  $q_{\min}$ , ligger symmetriskt i förhållande till högsta vattenföring kring medelvattenföringen.

Ekvation (4.21) används för beräkning av flöde i fyllt tvärsnitt.

Ekvivalent sandråhet i ledningarna är  $k = 1,0 \text{ mm}$

Vattentemperaturen är  $10^{\circ}\text{C}$

Fyllnadshöjden i den delvis fyllda ledningen beräknas enligt ekvation (4.22)

TAB 4.3 Skärspänning i spillvattenledningar som ger problem med avsättning av slam eller sand (Forts nästa blad)

Kommun nr	Diam mm	Lutn o/oo	Ansl pers	Medel-vattenförbr l/pd	$\tau_{\max}$ v botten, kp/m <sup>2</sup>			Bygg-år	Anmärkning
					$q_{\min}$	$q_{\text{med}}$	$q_{\max}$		
1	150	10.0	2	211.0	.00	.01	.05	0	
1	150	10.0	6	211.0	.01	.02	.07	0	
1	225	3.0	150	211.0	.02	.04	.06	1952	
1	225	3.0	200	211.0	.03	.04	.07	1952	
1	300	3.0	200	211.0	.03	.04	.07	1952	
2	225	4.0	15	232.0	.01	.02	.04	1960	
6	150	7.0	100	372.0	.05	.07	.16	1963	
6	225	5.0	200	372.0	.06	.07	.14	1963	Skarv utf m garn o cement
7	150	5.0	5	167.0	.00	.01	.04	1950	"-
7	225	5.0	20	167.0	.01	.02	.05	1950	Ev ber på rötter i ledn
8	150	5.0	2	269.0	.00	.01	.04	1969	
8	225	5.0	6	269.0	.00	.01	.04	1967	
9	150	4.0	9	263.0	.00	.01	.04	1940	
9	225	3.0	30	263.0	.01	.02	.05	1950	
10	150	3.0	100	394.0	.03	.05	.08	1965	
10	150	5.0	100	394.0	.04	.07	.12	1965	

Kom- mun nr	Diam mm	Lutn o/oo	Ansl pers	Medel- vatten- förbr l/pd	$\tau_{\max}$ $q_{\min}$	$q_{\text{med}}$	$q_{\max}$	v botten, kp/m <sup>2</sup> år	Bygg- år	Anmärkning
10	225	3.0	100	394.0	.02	.04	.08		1965	
10	225	5.0	100	394.0	.04	.06	.11		1965	
11	225	7.0	30	162.0	.01	.03	.07		1967	
12	225	3.0	35	235.0	.01	.02	.05		1961	
12	300	3.0	110	235.0	.02	.04	.06		1964	
13	500	2.0	10	153.0	.00	.01	.01		1955	
13	500	5.0	10	153.0	.00	.01	.03		1955	
15	225	10.0	20	163.0	.01	.03	.03		1968	
16	225	1.5	100	491.0	.02	.03	.05		1960	
17	300	5.0	400	233.0	.06	.09	.13		1912	Färgstoff fr färgfabrik
18	225	2.0	15	201.0	.00	.01	.02		1961	Inläckn sker, storl ökand
19	150	300.0	150	259.0	.94	1.53	2.65		1920	Hotell
19	225	3.0	100	259.0	.02	.04	.06		1959	
20	225	5.0	50	213.0	.02	.03	.07		1955	
21	225	3.7	20	152.0	.01	.01	.04		1950	
29	225	5.0	300	242.0	.06	.09	.13		1950	
31	225	4.5	35	146.0	.01	.02	.05		1961	
31	225	4.5	40	146.0	.01	.02	.05		1961	
31	300	4.5	30	146.0	.02	.03	.06		1962	
31	400	2.5	400	146.0	.03	.04	.06		1962	
31	400	2.5	500	146.0	.03	.04	.06		1962	
34	150	10.0	20	216.0	.02	.04	.10		1930	
34	225	25.0	20	216.0	.03	.07	.19		1940	
35	225	10.0	0	210.0	.01	.02	.06		1970	
35	225	10.0	3	210.0	.01	.02	.07		1970	
35	300	10.0	5	210.0	.01	.02	.06		1970	
35	300	10.0	3	210.0	.01	.02	.06		1970	
36	225	13.0	16	177.0	.01	.04	.09		1951	
36	300	5.0	300	177.0	.03	.11	.14		1968	
37	225	1.5	1500	199.0	.05	.06	.07		1960	
37	300	2.5	2500	180.0	.09	.11	.13		1961	
39	225	2.0	50	211.0	.01	.02	.03		1962	
39	300	3.0	50	211.0	.01	.02	.04		1963	
43	225	5.0	50	213.0	.02	.03	.07		1962	
44	225	3.0	10	171.0	.00	.01	.03		0	
45	225	4.9	76	232.0	.02	.04	.08		1971	
46	225	5.4	32	173.0	.01	.03	.06		1963	
46	300	4.5	13	173.0	.00	.01	.04		1947	
47	225	3.0	100	230.0	.02	.04	.07		1959	
56	225	2.1	50	255.0	.01	.02	.04		1930	Delvis regnvattenintag
57	300	3.0	175	210.0	.02	.04	.06		1960	
59	400	2.0	300	393.0	.03	.05	.07		1959	Får rensas 1 x år
60	400	1.0	400	217.0	.02	.02	.03		1958	
62	225	5.0	100	191.0	.02	.04	.08		1950	
63	150	3.0	75	237.0	.02	.04	.07		1938	
63	300	2.0	1000	237.0	.06	.07	.09		1952	
64	225	5.0	50	320.0	.02	.04	.08		1943	
65	225	5.0	50	332.0	.02	.04	.09		1952	
66	225	5.0	12	175.0	.01	.02	.04		1965	
70	225	15.0	200	154.0	.03	.13	.21		1940	
72	150	3.0	12	237.0	.00	.01	.04		1949	
72	225	10.0	50	237.0	.03	.06	.12		1950	Lerrör

Byggår 0 betyder att byggår inte uppgivits. För två av kommunerna saknas i VAVs statistik uppgift om vattenförbrukningen. I dessa fall har vattenförbrukningen antagits vara lika med det för hela landet 1971 genomsnittliga värdet för hushållsförbrukningen, dvs 213 l/pd. För några ledningar angavs två lutningstal, exempelvis 5-10 o/oo. Här har det lägre lutningstalet ansetts vara det som förorsakar igenslamning. För några ledningar har två värden på antalet anslutna personer uppgetts, exempelvis 400-500 pers. Det högre värdet har använts. I figur 4.20 har de uträknade värdena på skärspänningen angetts som funktion av byggår. De två ledningar, för vilka byggår inte angetts, har antagits vara relativt gamla och byggåret har för båda satts till 1945. Den ledning i kommun nr 19 som har mycket höga skärspänningsvärden är inte medtagen eftersom orsaken till problemen i detta fall naturligtvis är andra än för låga skärspänningsvärden.

Bortsett från de äldsta ledningarna kan, figur 4.20, inget påtagligt samband märkas mellan skärspänning och byggår. De äldre ledningarna borde dock i tekniskt hänseende inte vara likvärdiga med nyare ledningar. Att de trots detta i självrensningshänseende förefaller jämbördiga, kan förklaras med att inläckning sannolikt i högre grad förekommer i äldre ledningar. Detta innebär att de vattenmängder som förutsatts i beräkningen av skärspänningsvärden är mindre än de som i verkligheten förekommer och därmed de verkliga skärspänningarna högre.

Om här bortses från de ledningar som byggts före ca 1940 kan konstateras att maximala skärspänningen vid 10 % flödesvaraktighet endast i ett fall överstigit 1,5 N/m<sup>2</sup>. I sju fall har skärspänningen 1,0 N/m<sup>2</sup> överstigits. Vissa osäkerheter i materialet bör dock framhållas.

Medelvattenflödet i ledningarna har, som nämnts, antagits vara lika med medelvattenförbrukningen för hushållen inom respektive kommun. Denna varierar naturligtvis mellan olika bostadsområden inom kommunen, men genomsnittligt bör för detta ändamål effekten av variationen vara av mindre betydelse.



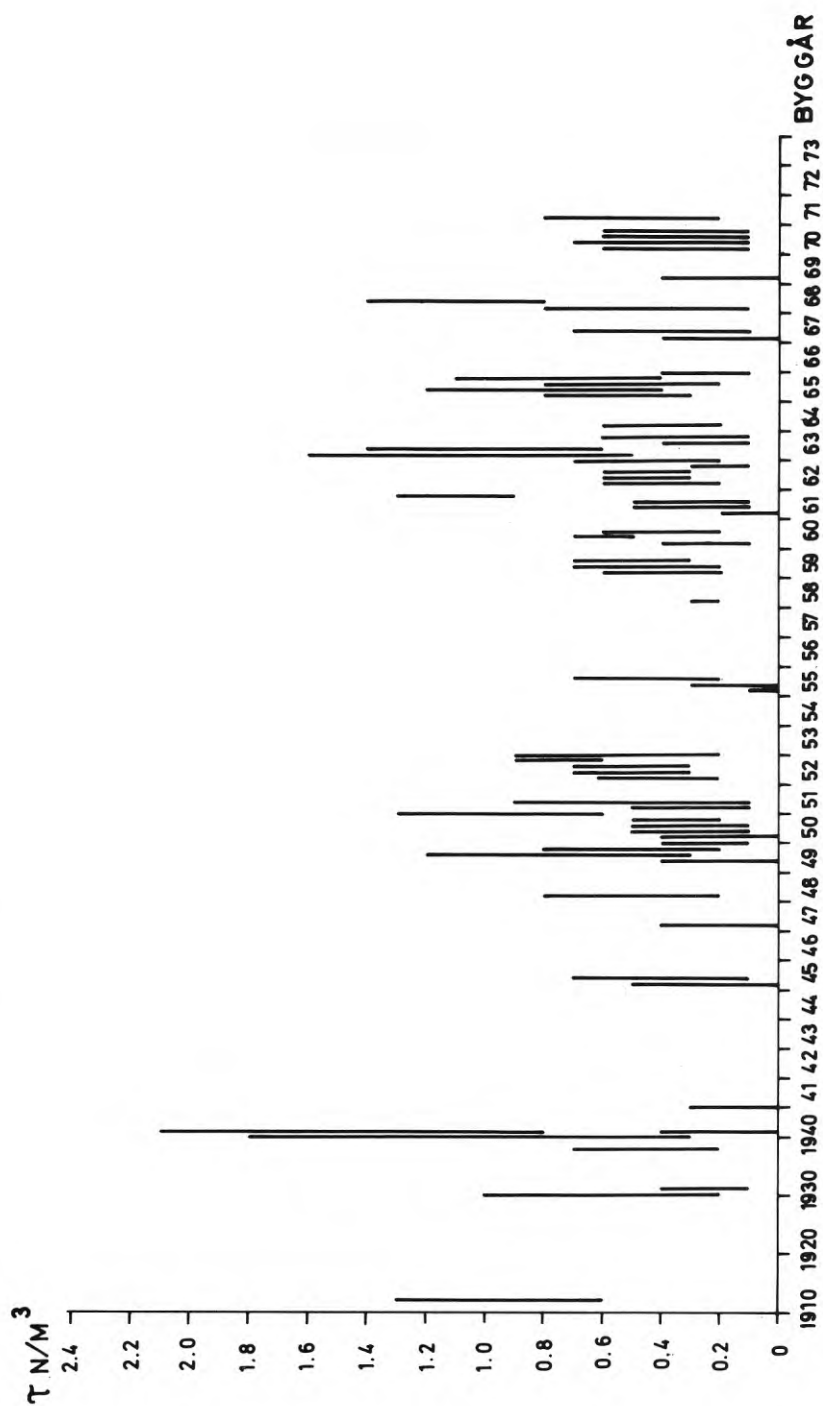


FIG. 4.20 Beräknad skärspänning (max - min) för ledningar i enkätsvaren.

En annan felkälla är förekomsten av eventuella inkopplingar av dagvatten- och dränvattnesserviser till spillavloppsledningarna, liksom eventuell inläckning i ledningarna. Den beräknade skärspänningen blir, som nämnts ovan, lägre än den som i verkligheten råder om sådana "extra" vattenflöden förekommer. I hur hög grad sådana faktorer inverkat, är naturligtvis svårt att bedöma. Det är dock rimligt att utgå ifrån att åtminstone en del av ledningarna saknar dessa extra vattenflöden, särskilt som i enkäten påpekades att ledningar utan regnvattenintag o dyl skulle väljas. Dessa "problemledningar", utan eller med små extra vattenflöden, skulle då genomsnittligt få högre beräknade skärspänningsvärden än ledningar med extra vattenflöden och det är gränsvärdet för de högsta värdena som denna enkät syftat till att försöka bestämma. Den felkälla som representeras av eventuell förekomst av dagvattentillflöden o dyl kan således anses vara av mindre vikt i detta sammanhang.

Större sättningar och andra skador på ledningen kan vara den egentliga orsaken till problem i form av sandavlagringar o dyl. Dessa skador innebär dock att sådana ledningar slammar igen som med hänsyn till enbart skärspänningskriteriet skulle vara självrensande. Det finns alltså ingen risk att eventuell förekomst av sådana skador leder till för låg uppskattning av nödvändig skärspänning för självrensning.

Hur uttrycket "spillvattenledningar som ger problem med slamavsättning eller sand" tolkats av uppgiftslämnarna kan ha en viss betydelse. Eventuellt har i några fall sådana ledningar utelämnats där slamavsättning förekommer men problem i egentlig mening inte uppstått. Härigenom har ledningar med slamavsättning och höga värden på skärspänningen inte redovisats. I vilken grad så är fallet kan inte bedömas. Det kan emellertid vara rimligt att ta fasta på de skärspänningsvärden som framräknats ur enkätsvaren, dvs för sådana förhållanden där märkbara problem uppkommer.

Slutligen bör påpekas att här förutsatts att dimensionerande skärspänning uppträder vid en vattenföring som kan beräknas ur ekvation (4.6) och att det är osäkert om denna vattenföring är rättvisande i sammanhanget. Om storleken av flödet med 10 % var-

aktighet är större än enligt ekvation (4.6) har i tabellen redovisats för små skärspänningsvärden. Denna osäkerhet i förhållande till de i tabellen redovisade resultaten uppvägs dock om samma ekvation används för dimensionering av spillvattenledningar. Som extra säkerhet har dessutom ovan använts medeldygnsförbrukningen i stället för, som rekommenderas för ekvation (4.6), minimidygnsförbrukning. Vidare bör påpekas att valet av 10 % varaktighet för dimensionerande flöde baseras på en enda källa, som inte uppger någon grund till förslaget, Million (1967, 1968). De försök som redovisas ovan av Hooks (1967) tyder på, även om ingen tidsredovisning ges, att mycket korta tider krävs för borttransport av sedimenterat material. Det "sanna" förhållandet skulle således kunna vara att den kritiska skärspänningen i de ledningar som redovisas ovan är högre än angivet, men att varaktigheten hos det flöde som krävs för borttransport, dvs varaktigheten hos erforderlig skärspänning för självrensning (kritiska skärspänningen), är lägre. Även denna osäkerhet i förhållande till i tabellen redovisade resultat uppvägs dock om ekvation (4.6) också används för dimensionering av spillvattenledningar.

Eftersom kritiska skärspänningen är oberoende av antal anslutna personer kan en uppfattning om ekvation (4.6) giltighet erhållas genom att avsätta kritisk skärspänning som funktion av antal anslutna personer. Så har gjorts i figur 4.21. Om här bortses från de två toppvärdena, framgår att de högsta skärspänningsvärdena är tämligen konstanta för antal anslutna personer över 100 men avtar under 100 personer. Det föreliggande basmaterialet är självklart alldeles för litet för att tillåta några säkra slutsatser, men en viss antydning om att ekvation (4.6) kan användas inom sitt angivna giltighetsområde, dvs antal anslutna personer större än 80, har dock erhållits.

Eftersom endast tre kommuner redovisat "problemedningar" av plast, togs kontakt med dessa kommuner för att närmare få belyst vari problemen består. En kommun (nr 8) uppgav att igensättningen inte sker i själva ledningen utan i brunnar av betong på ledningen. En annan kommun (nr 81), som redovisade två "problemedningar" av plast, uppgav att ledningarna byggts med rör som inte var raka. Rören hade deformerats och krökts vid lagringen. Den tredje kommunen (nr 88) uppgav att felet bestod i ett lokalt stopp, sannolikt förorsakat av att något kommit in i eller kvarglömts i ledningen vid byggandet.

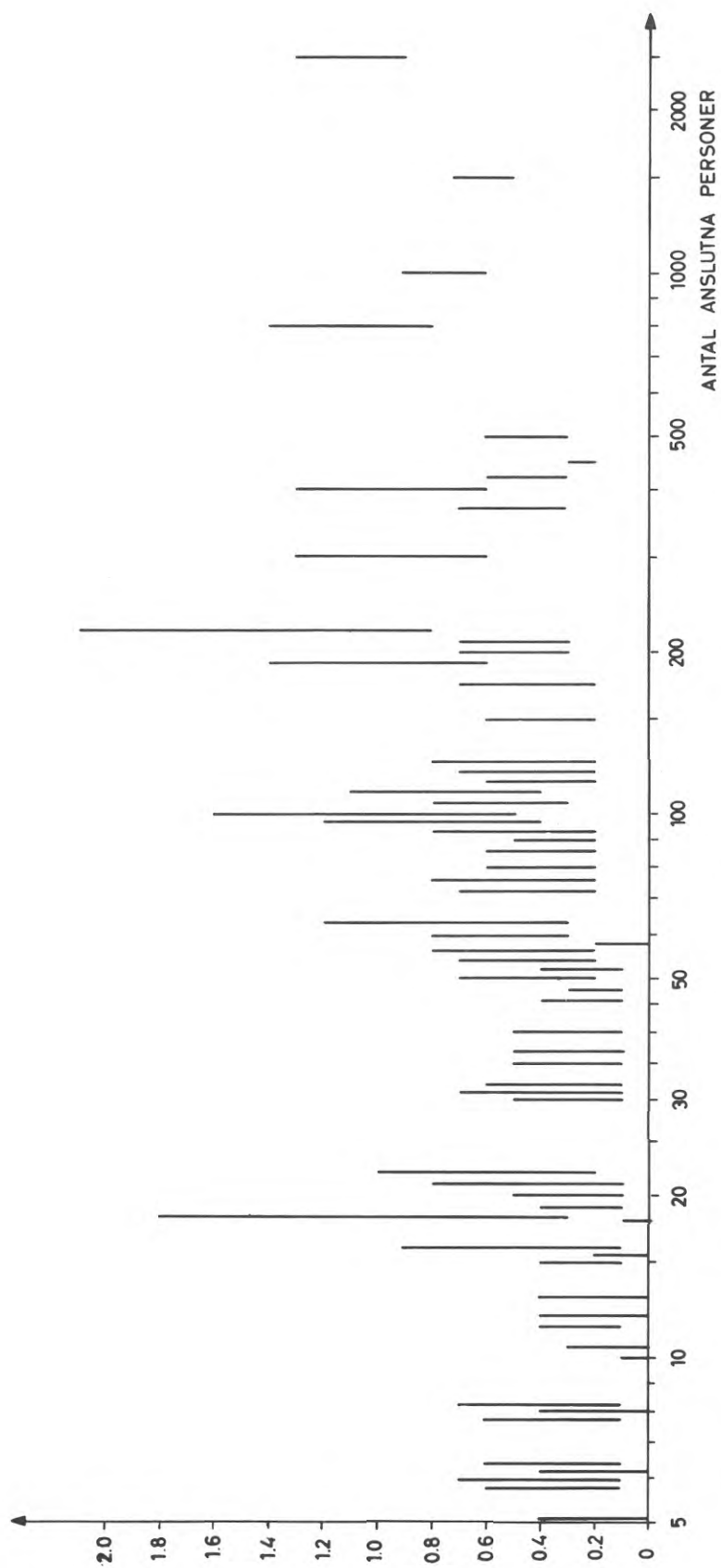


FIG. 4.21 Beräknad skärpsänning (max - min) för spillvattenledningar ur enkätsvaren som funktion av antal anslutna personer.

Inkomna uppgifter om dagvattenledningar och kombinerade ledningar redovisas nedan, tabell 4.4. Regnvattenledningar dimensioneras ofta efter 2-årsregnet med 30 % reduktion, vilket ungefär torde motsvara 1-årsregnet. Det förefaller då rimligt att anta att ledningarna vid åtminstone några tidpunkter per år är halvfyllda. I nedanstående tabell har inkomna uppgifter om regnvattenledningar kompletterats med den högsta skärspänningen vid bottnen, ur ekvation (4.17), som erhålls vid halvfylld sektion.

TAB 4.4 Skärspänning (vid halvfylld sektion) i regnvattenledningar som ger problem med avsättning av slam eller sand

Kommun nummer	Diam mm	Lutning o/oo	$\tau_{\max}$ vid bottnen N/m <sup>2</sup>	Byggår	Anmärkning
1	225	3	1,9	0	Uppdämning
7	300	3	2,5	1965	Viss inläckning
12	600	1	1,7	1961	
15	300	8	6,6	1930	Ledningens övre delar lutar brant och för med sig sand från gator
15	400	6	6,6	1940	Komb med spillvatten ringa mängd
16	300	1,5	1,2	1960	
17	225	3	1,9	1947	Sandfylls, rensas 1 gång per år
18	375	2,2	2,3	1951	Inläckning sker, stor- leken okänd
23	225	3-5	3,1	1953	
34	300	7,5	6,2	1940	
35	225	10	6,2	1970	
35	300	10	8,3	1970	
39	150	3	1,2	0	
40	225	10	6,2	1940-1970	
40	300	10	8,3	1940-1970	
62	300	3	2,5	1970	
72	300	6	5,0	1960	
76	225	1	0,6	1920-1930	
86	225	3	1,9	1957	

I figur 4.22 har beräknade skärspänningsvärden inprickats som funktion av byggår. Man kan eventuellt särskilja två grupper, nämligen en över och en under  $\tau_{\max} \approx 4 \text{ N/m}^2$ . Det finns inget samband mellan byggår och skärspänning. Ledningens kvalitet har således sannolikt ingen influens på de beräknade skärspänningarna i det inkomna materialet. En försiktig gissning över bakgrunden till att två grupper framkommer skulle kunna vara att ledningar under  $\tau_{\max} \approx 4 \text{ N/m}^2$  representerar sådana med brunnar utrustade med sandfång och eventuellt vattenlås medan ledningar över  $\tau_{\max} \approx 4 \text{ N/m}^2$  eventuellt p g a att sandfång saknas eller av andra orsaker tillförs grövre sandpartiklar.

I tabell 4.5 nedan redovisas inkomna uppgifter över kombinerade ledningar. Även i detta fall har, beträffande skärspänningsberäkningen, förutsatts att ledningarna åtminstone vid några tillfällen under året är halvfyllda. Det har inte bedömts meningsfullt att ta någon hänsyn till uppgifterna om antal anslutna personer, eftersom storleken av insläppt dagvattenflöde i ledningen är okänt.

TAB 4.5 Skärspänning (vid halvfylld sektion) i kombinerade ledningar som ger problem med avsättning av slam eller sand (forts nästa blad)

Kommun nummer	Diam mm	Lutning o/oo	$\tau_{\max}$ vid botten N/m <sup>2</sup>	Byggår	Antal ansl pers	Anmärkning
5	225	3	1,9	1952	100	
21	225	5	3,1	1951	50	
29	150	7	2,0	1930	500	
29	225	5	3,1	1948	1 000	
30	225	2	1,2	1945	5	
31	225	3,25-5	2,0	före 1960	70	
31	300	4	3,3	1953	500	
34	225	3	1,9	1920	20	
35	225	10	6,2	1970	6-8	
35	300	10	8,3	1970	6-8	
38	225	4	2,5	1945	30	
38	300	2,5	2,1	1940	60	
51	225	2,2	1,4	1956	110	

Kommun nummer	Diam mm	Lutning o/oo	$\tau_{\max}$ vid botten N/m <sup>2</sup>	Byggår	Antal ansl pers	Anmärkning
52	225	3	1,9	1950	100	Inläckage
52	300	0	0	1930	150	
52	400	10	4,4	1930	400	Lerrör, inläckning
54	225	5-10	3,1	1948	12-25	Lokalt 5 o/oo i 20 m
56	225	7,3	4,5	1930	15	
62	300	5	4,1	1960	500	
66	225	5	3,1	1955	30	
69	225	6	3,7	1952	28	Ledn kan ev svacka
70	600	2,5	4,1	1930	2 500	Sandavlagr
72	150	15	6,2	1940	10	
72	225	10	6,2	1958	40	
72	300	5	4,1	1930	150	
73	150	10	4,1	1940	25	Slam och sand
76	225	1,5	0,9	1920-1930	75	
78	150	15	6,2	1950	10	
78	225	5	3,1	1955	25	

I figur 4.23 har beräknade skärspänningsvärden inprickats som funktion av byggår. Inget samband finns mellan byggår och skärspänning. Det är svårt att ur det inkomna materialet ens få en antydning om storleken av lämplig dimensionerande skärspänning för kombinerade ledningar. Denna bör dock inte sättas lägre än för regnvattenledningar utrustade med sandfångsförsedda brunnar. De flesta ledningar i figur 4.23 ligger dock under ca 4,5 N/m<sup>2</sup>. Det är rimligt att verklig erforderlig skärspänning för självrensning i kombinerade ledningar ligger något högre än i regnvattenledningar med sandfångsförsedda brunnar eftersom vattnets innehåll av suspenderat material genomsnittligt bör vara högre i kombinerade ledningar. Av praktiska skäl är det emellertid olämpligt att föreskriva en dimensionerande skärspänning för kombinerade ledningar som endast är något högre än för regnvattenledningar. Dessutom finns inte i det inkomna materialet eller i den ovan redovisade litteraturundersökningen tillräckligt underlag för en sådan gränsdragning. Att bestämma en särskild dimen-

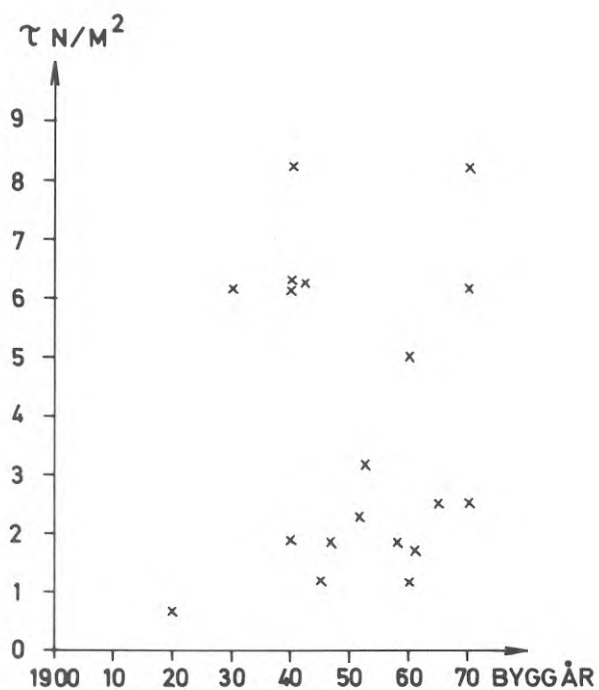


FIG. 4.22 Beräknad skärspänning vid halvfylld sektion för regnvattenledningar ur enkätsvaren

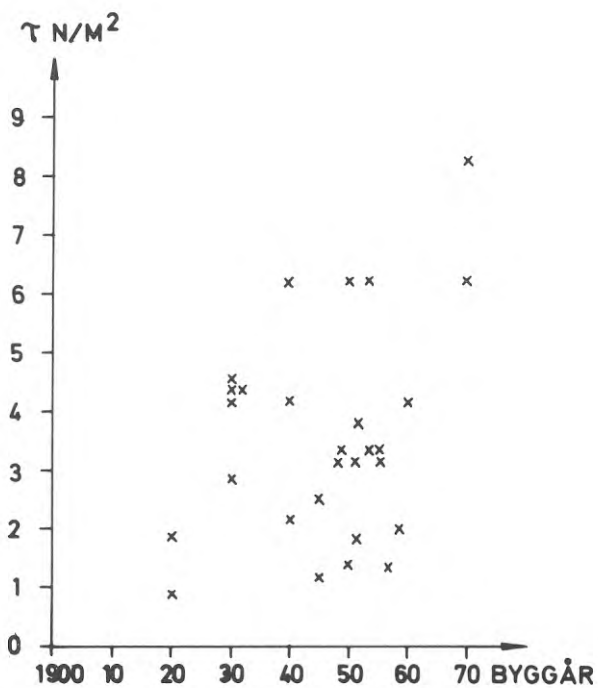


FIG. 4.23 Beräknad skärspänning vid halvfylld sektion för kombinerade ledningar ur enkätsvaren.



sionerande skärspänning för kombinerade ledningar är vidare mindre aktuellt eftersom sådana ledningar för närvarande förekommer mycket sparsamt i nyanläggningar.

#### 1.4.5 Konklusion

I avsnitt 4.5.1 om Kritisk skärspänning har förutsatts att denna skulle kunna vara olika för ledningar i vilka flödet tidvis helt upphör och i ledningar med mindre variationer i vattenföringen,  $\tau_c^{\text{sed}}$  respektive  $\tau_c^{\text{susp}}$ . I ledningar med mindre variation i vattenföringen, dvs större spillvattenledningar, skulle självrensningskriteriet således antingen knytas till minsta uppträdande vattenflöde i kombination med  $\tau_c^{\text{susp}}$ , dvs inga uppträdande avsättningar, eller också skulle självrensningskriteriet uppfattas som en periodvis utspolning vid höga vattenföringar av material som avsatts under perioder med låga flöden. Vilket kriterium som är det riktiga beror av den inbördes skillnaden i storlek mellan  $\tau_c^{\text{sed}}$  och  $\tau_c^{\text{susp}}$ . En uppfattning av skillnaden i storlek mellan dessa två skärspänningskriterier erhålls vid jämförelse mellan Rath's, Mc Cauley's undersökning, figur 4.9, och de kurvor som sammanställts av Lane, figur 4.8. Accepterar man att skärspänningen för spillvattenledningar kan beräknas ur kurvorna för rent vatten enligt Lane får man att skillnaden mellan  $\tau_c^{\text{sed}}$  och  $\tau_c^{\text{susp}}$  är av storleksordningen 0,3 à 0,4 N/m<sup>2</sup>. Denna skillnad är då inte nämnvärt större än den som erhålls genom flödesvariationer i ledningar med storleksordningen ett eller ett par tusen anslutna personer, se tabell 4.3. Först för ledningar med ett mycket stort antal anslutna skulle skillnaden mellan  $\tau_c^{\text{sed}}$  och  $\tau_c^{\text{susp}}$  kunna utnyttjas. Här föreslås därför att som kritisk skärspänning används  $\tau_c^{\text{sed}}$  för alla ledningar, dvs skärspänningskriteriet knyts till periodvis utspolning av avsatt material.

Ett tredje alternativ till självrensningskriterium antogs kunna bestå i att sedimenterat material "glider" längs botten,  $\tau_c^{\text{bott}}$ . Att ett sådant funktionssätt är tänkbart kan utläsas av resultaten från Hobbs' försök beträffande rörledningar av plast. Om  $\tau_c^{\text{susp}}$  beror av även rörmaterial, kan Hobbs' försök även tolkas så att skillnaden mellan  $\tau_c^{\text{susp}}$  och  $\tau_c^{\text{bott}}$  i så fall är liten och i sammanhanget försumbar. För spillvattenledningar av plast skulle

således som kritisk skärspänning kunna utnyttjas  $\tau_c^{\text{bott}}$  enligt Hobbs' försök, dvs  $\tau_c \approx 0,5 \text{ N/m}^2$ . Ett diagram baserat på denna kritiska skärspänning har framtagits, figur 4.24. Ekvivalenta sandråheten,  $k$ , har antagits lika med 0,01 mm för diametrar upp till 200 mm och 0,05 mm för diametrar däröver, dvs samma som för renvattenledningar. (Antas högre värde på  $k$  erhålls mindre lutning för samma vattenföring.) Med  $D$  i diagrammet avses innerdiameter. Det bör kraftigt understrykas att det här utnyttjade värdet på kritisk skärspänning inte är tillräckligt verifierat, även om fältförsöken antytt låg kritisk skärspänning för plaströr. Tills närmare studium av självrensningssmekanismen i rör av plast skett bör därför förutsättas att avsättningar som uppkommer i plaströr bortspolas på samma sätt som i betongrör, dvs det på botten avsatta materialet eroderar vid höga vattenföringar och transporteras vidare som suspension, varvid friktionsförlusterna ( $k$ -värdet) i eroderingsfasen bestäms av det avsatta materialets råhet.

Undersökningen synes i huvudsak ha bekräftat riktigheten i de värden på kritisk skärspänning, knuten till en vattenföring med viss varaktighet, som sedan en tid tillämpats i Sverige, dvs  $\tau_c \approx 1 \text{ till } 1,5 \text{ N/m}^2$ . De värden som på sina håll används i andra länder, exempelvis  $\tau_c \approx 4 \text{ N/m}^2$  (bl a Paintel, 1972), är sannolikt alltför konservativa vid tillämpning på spillavloppsledningar

I den svenska praxisen har  $\tau_c \approx 1,5 \text{ N/m}^2$  ansetts gälla för ledningar som transporterar avloppsvatten med inslag av sand. Om därmed har avsetts regnvattenledningar och kombinerade ledningar bör föreskriften ändras på denna punkt. För regnvattenledningar och kombinerade ledningar föreslås att dimensionerande skärspänning sätts till  $4 \text{ N/m}^2$ . Diagram med denna skärspänning har upprättats, figur 4.25, för små dimensioner och figur 4.26 för stora dimensioner.

Vid långvariga regn kan vattnets innehåll av kolloida partiklar förväntas avta. Kravet på erforderlig skärspänning för erosion av avsatta partiklar skulle därvid sjunka. Enligt figur 4.8 gäller för 1 mm stora partiklar skärspänningar mindre än  $2 \text{ N/m}^2$  under förutsättningen rent vatten. Att så lågt skärspänningsvärde skulle kunna tillämpas för regnvattenledningar motsägs dock av enkätsvar, figur 4.22.

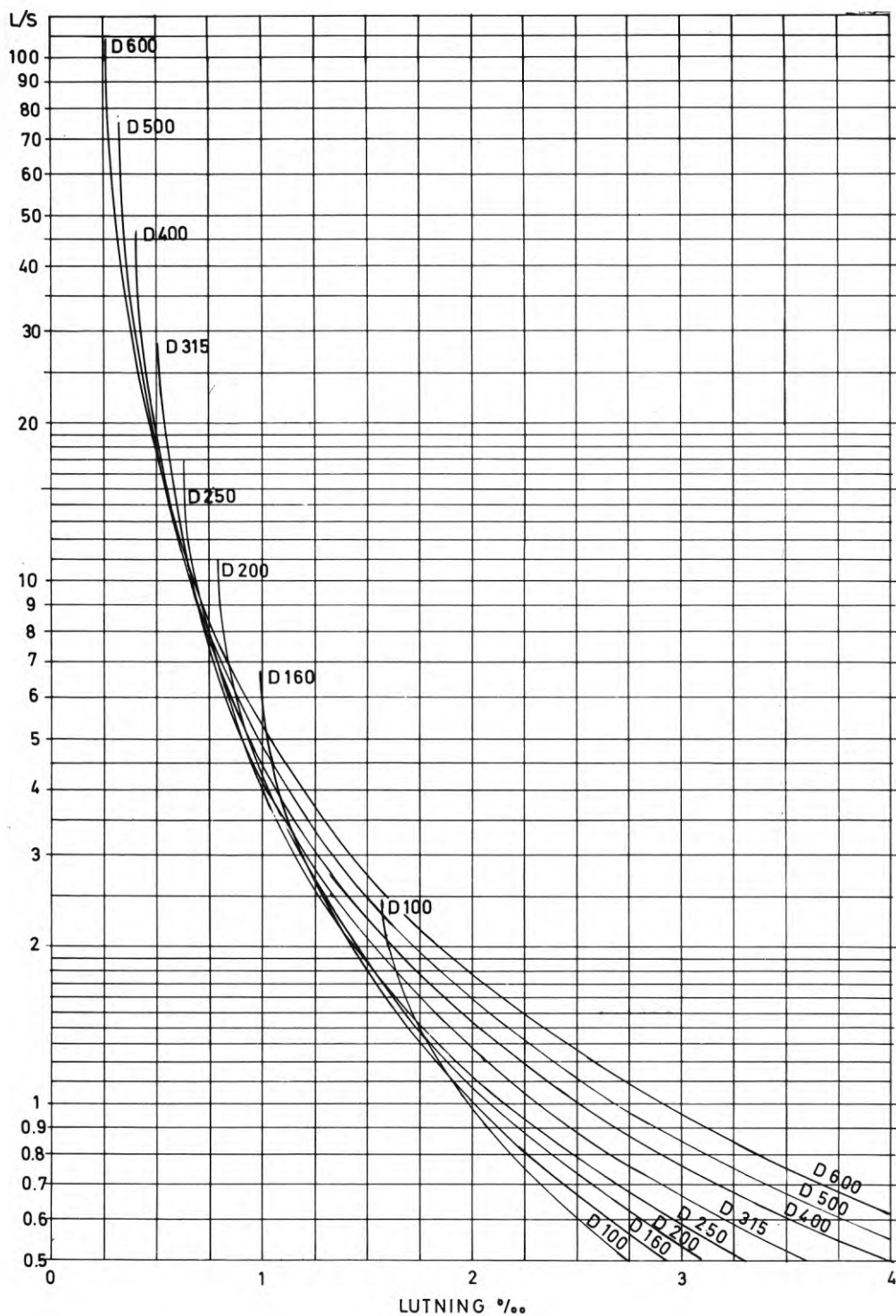


FIG. 4.24 Nomogram för beräkning av självrensning i avloppsledningar.  
 Max skärspänning vid botten  $\tau = 0.5 \text{ N/m}^2$   
 Ekvivalent sandrâhet  $k = 0.01$  för  $D \leq 200 \text{ mm}$   
 $k = 0.05$  för  $D \geq 250 \text{ mm}$

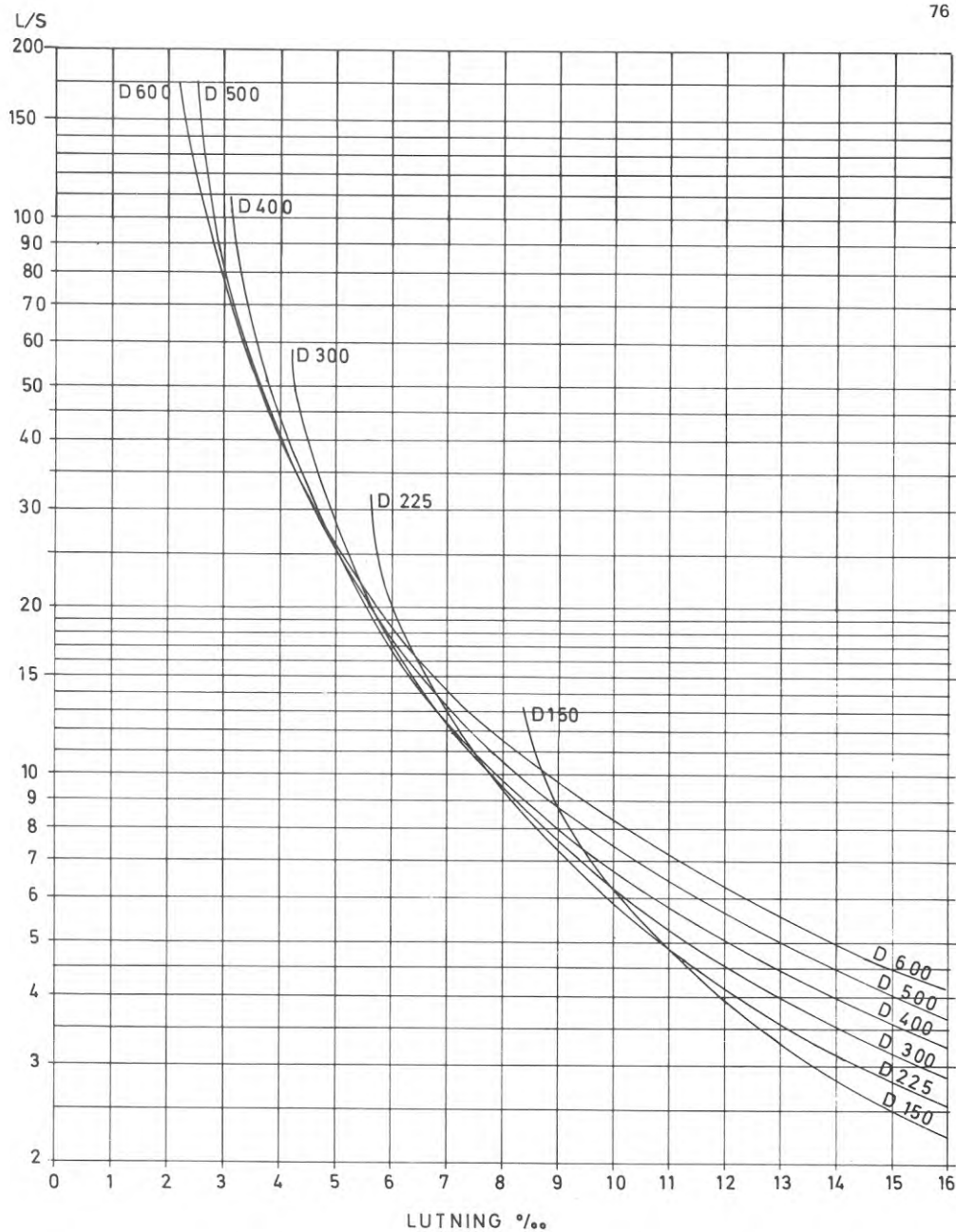


FIG. 4.25 Nomogram för beräkning av självrensning i avloppsledningar  
 Max skärspänning vid botten  $\tau = 4 \text{ N/m}^2$   
 Ekvivalent sandråhet  $k = 1 \text{ mm}$

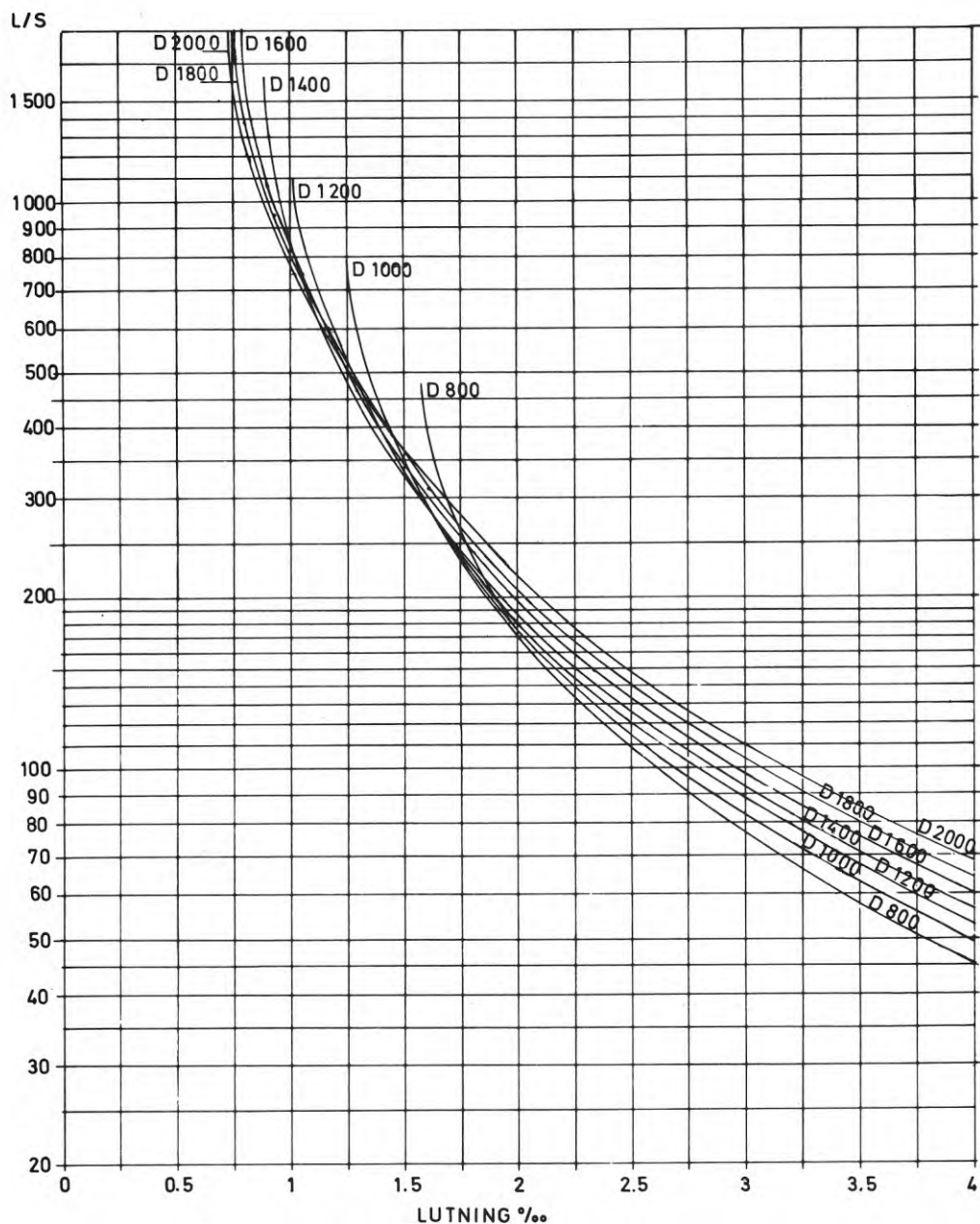


FIG. 4.26 Nomogram för beräkning av självrensning i avloppsledningar  
 Max skärspänning vid botten  $\tau = 4 \text{ N/m}^2$   
 Ekvivalent sandråhet  $k = 1 \text{ mm}$

För spillvattenledningar tillämpas föreskrift om minimilutning enligt tabell 4.6 när underlag för noggrannare bestämning av erforderlig lutning, enligt exempelvis skärspänningskriterium, saknas.

TAB 4.6 Minimilutningar för spillvattenledningar

Dimension mm	150	225	300	400	500
Lutning o/oo	6,5	4,5	3,0	2,5	2,0

Tills förhållandena för regnvattenledningar blivit utförligare belysta föreslås här att minimilutningar för regnvattenledningar sätts till samma värden som för spillvattenledning i närmast mindre dimension enligt tabell 4.6. Ett vanligt förhållande är att regnvattenledningen har ett steg större dimension än spillvattenledningen i samma ledningsgrav och de två ledningarna skulle då få samma lutning. Minimilutningar för regnvattenledningar erhålls då enligt tabell 4.7.

TAB 4.7 Minimilutningar för regnvattenledningar (och kombinerade ledningar) med sandfångsförsedda brunnar

Dimension mm	225	300	400	500	600
Lutning o/oo	6,5	4,5	3,0	2,5	2,0

Om det förutsätts att regnvattenledning åtminstone någon gång per år är halvfyllt ger lutningarna enligt tabell 4.7 skärspänningsvärden vid dessa tillfällen mellan 3 och 4 N/m<sup>2</sup>.

Vilket av värdena, 1,0 eller 1,5 N/m<sup>2</sup>, som bör användas som dimensionerande skärspänning i spillavloppsledningar har inte kunnat fastställas med säkerhet. Diagram har därför uppgjorts för båda värdena, figurerna 4.27 och 4.28 för  $\tau = 1$  N/m<sup>2</sup> och små respektive stora dimensioner samt figurerna 4.29 och 4.30 för  $\tau = 1,5$  N/m<sup>2</sup> och små respektive stora dimensioner. För  $\tau$  mindre än 1 N/m<sup>2</sup> är ledningen sannolikt inte självrensande medan för  $\tau$  större än 1,5 N/m<sup>2</sup> ledningen sannolikt är självrensande. Diagrammen bör tills vidare tillämpas för ledningar av alla slags rörmaterial. Linjerna i diagrammen representerar sam-

hörande värden för varje dimension på flöde och lutning som ger angivet skärspänningsvärde. En spillvattenledning i exempelvis dimensionen 300 mm i lutning 5 o/oo är således sannolikt självrensande om dimensionerande flöde uppgår till minst 2,4 l/s, figur 4.29.

Vid diagrammens upprättande har följande samband utnyttjats:

Flödet i helt fylld sektion,  $Q$ , har beräknats enligt Prandtl-Colebrooks formel

$$Q = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \left[ -2 \log \left( \frac{2,51 \cdot \nu}{d \sqrt{2g \cdot I \cdot d}} + \frac{k/d}{3,71} \right) \right] \sqrt{2g \cdot I \cdot d} \quad (4.21)$$

Faktor  $\nu$  betecknar vattnets (temperaturberoende) kinematiska viskositet. Temperaturen har satts till 10°C.

Förhållandet mellan fyllnadshöjd,  $h/d$ , och flöde,  $q$ , i delvis fylld sektion har beräknats enligt nedanstående formel (Bretting, 1960).

$$q/Q = 0,46 - 0,5 \cdot \cos\left(\pi \cdot \frac{h}{d}\right) + 0,04 \cos\left(2\pi \cdot \frac{h}{d}\right) \quad (4.22)$$

Skärspänningen vid bottnen har beräknats enligt ekvation (4.17).

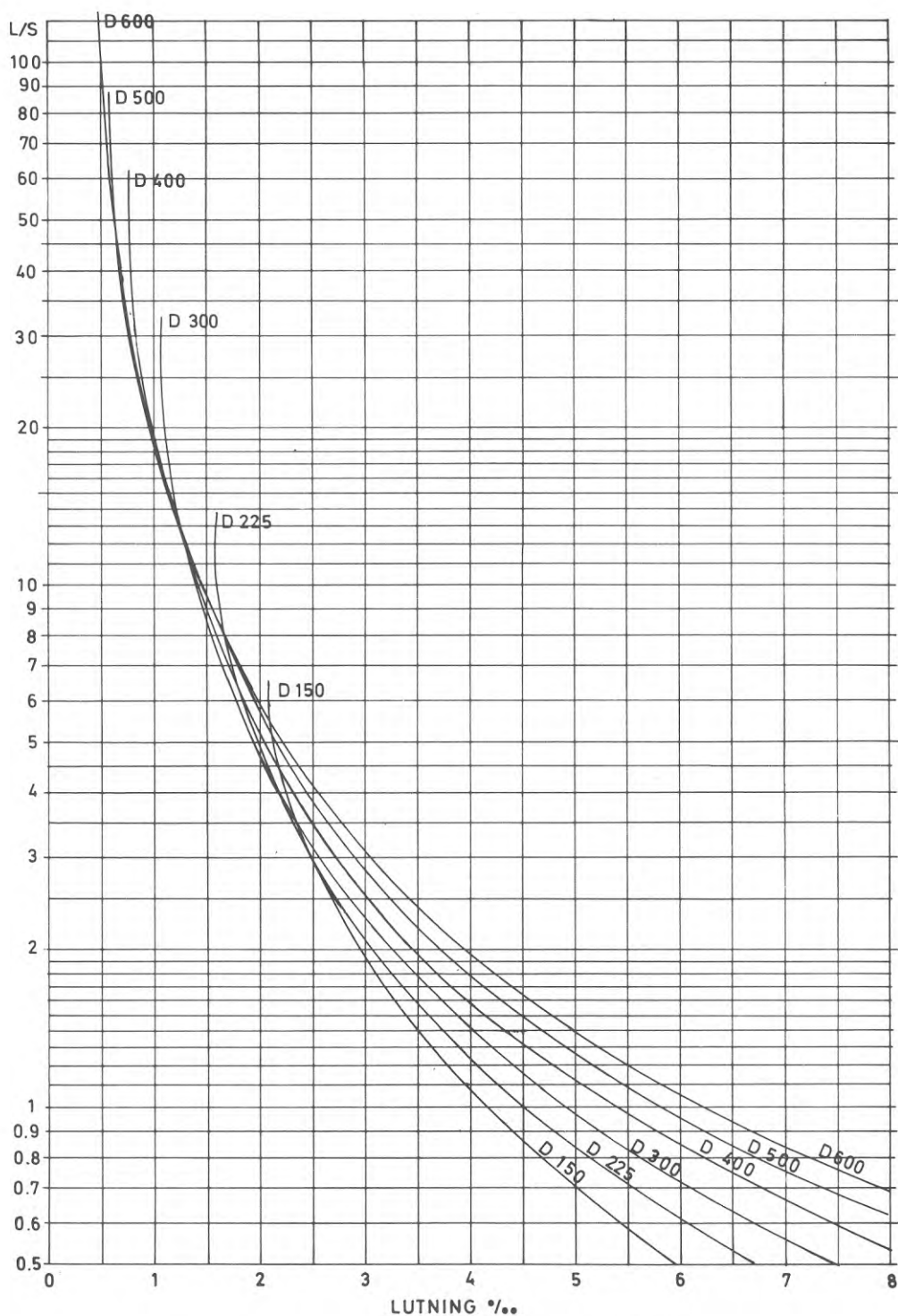


FIG. 4.27 Nomogram för beräkning av självrensning i avloppsledningar.  
 Max skärspänning vid botten  $\tau = 1 \text{ N/m}^2$   
 Ekvivalent sandråhet  $k = 1 \text{ mm}$



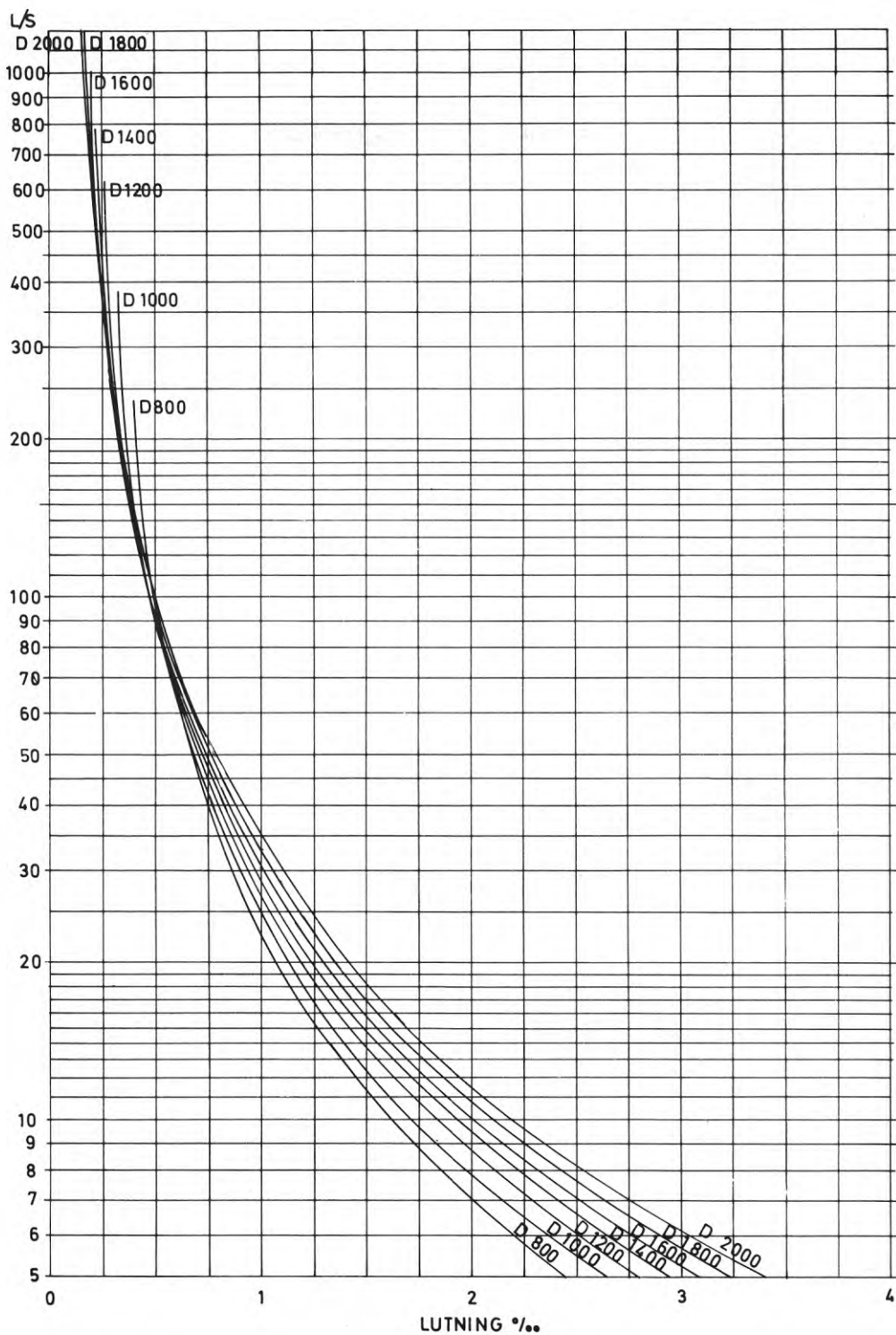


FIG. 4.28

Nomogram för beräkning av självrensning i avloppsledningar  
 Max skärspänning vid botten  $\tau = 1 \text{ N/m}^2$   
 Ekvivalent sandråhet  $k = 1 \text{ mm}$

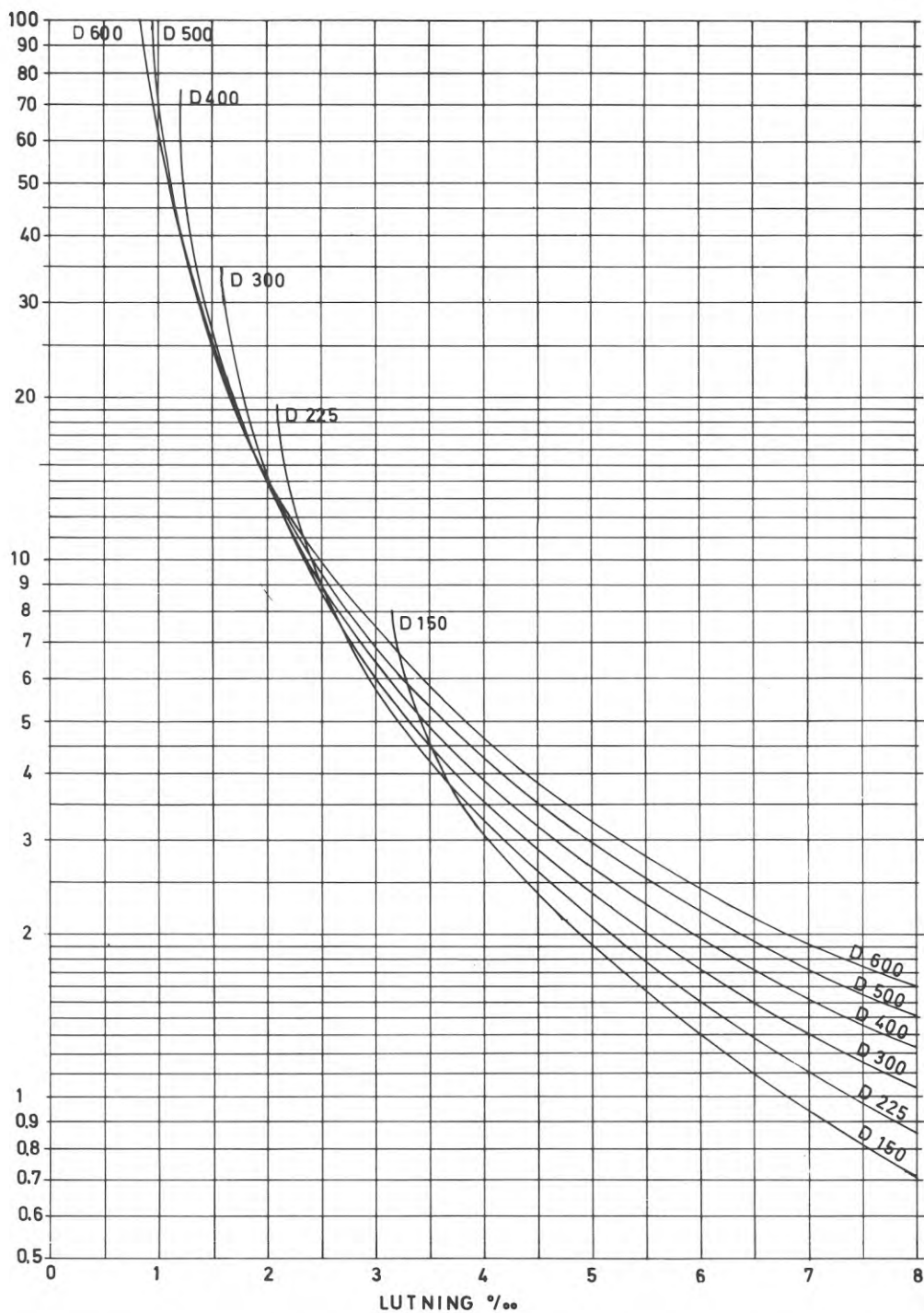


FIG. 4.29 Nomogram för beräkning av självrensning i avloppsledningar  
 Max skärspänning vid botten  $\tau = 1.5 \text{ N/m}^2$   
 Ekvivalent sandråhet  $k = 1 \text{ mm}$

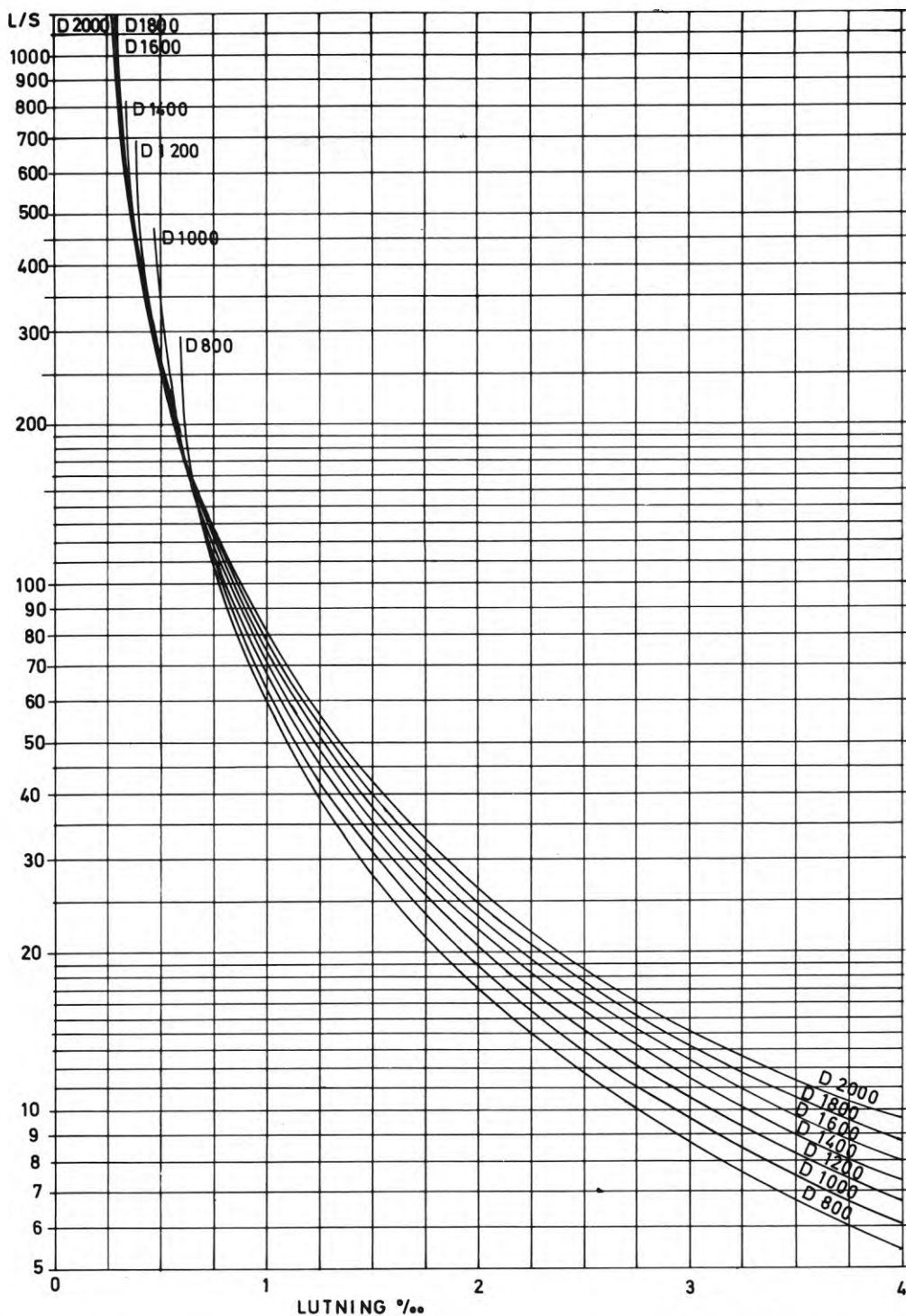


FIG. 4.30

Nomogram för beräkning av självrensning i avloppsledningar.  
 Max skärspänning vid botten  $\tau = 1.5 \text{ N/m}^2$   
 Ekvivalent sandråhet  $k = 1 \text{ mm}$

## 2.1 Inledning

Till grund för utformning av brunnar och val av brunnsavstånd ligger i första hand överväganden om möjligheter till rensning av ledningen. I andra hand används brunnarna till inspektion för att finna fel på ledningarna, dvs läckor och anledningar till kapacitetsminskning eller stopp (inväxande träd-rötter, felaktigt inkopplade serviser etc). Vidare används brunnarna i samband med provtryckning av ledningarna, vid flödesmätningar och vid tätning av ledningar utan uppgrävning enligt vissa metoder.

Ledningsrensning utfördes förr vanligen med rensband (ledningarna i små dimensioner) eller renskropp (ledningarna i stora dimensioner). Inspektion och lokalisering av fel på ledningar skedde tidigare genom visuell kontroll av ledningssträckan mellan två brunnar - antingen direkt från nedstigningsbrunnar eller via spegelanordningar och lampor från spolbrunnar ("lysbrunnar").

Brunnsdiametern har bestämts av utrymmesbehovet i samband med ovannämnda traditionella metoder för ledningsrensning och inspektion. Dessa har även varit bestämmande för brunnsavståndet på så sätt, att möjligheter till ledningsrensning bestämt brunnsavstånd på raksträckor medan kravet på visuella kontrollmöjligheter motiverat brunnar i brytpunkter. Det minsta av dessa två avstånd har således bestämt brunnsavståndet i ett visst fall. Diametern på nedstigningsbrunnar har under senare år i allmänhet ökat till 1000 mm mot tidigare 900 mm.

Cirka 80 % av avloppsledningarna har dimensionen 400 mm eller mindre.

Cirka 40 % av brunnarna har enkelt genomlopp vari ingår olika typer av vinklade genomlopp, stälp och dimensionsändringar. Cirka 50 % av brunnarna har en anslutande ledning till huvudledningen genom brunnen. Resten har fler anslutningar.

### 2.1.1 Rensning

Av idag aktuella rensmetoder kommer i första hand spolrensning ifråga - och då speciellt högtrycksspolning. Denna tillgår så att anordningen, som består av högtrycksslang och munstycke, förs in i ledningen via brunn. Vatten under högt tryck pressas genom slangen och ut genom munstycket som riktar strålarna snett bakåt. Anordningen driver därigenom sig själv till en uppströms belägen brunn och luckrar samtidsigt upp avlagringarna. Slangen dras därefter med fullt vattentryck tillbaka och spolar med sig avsättningarna till den nedströms belägna brunnen där de tas upp med slamsugare. Förfarandet upprepas tills ledningen spolats ren.

För spolrensning enligt dagens teknik krävs ett visst utrymme i brunnen. I denna skall nämligen rymmas spolslang och sugslang. Nedstigningsbrunnar erbjuder tillräckligt utrymme medan högtrycksspolning via konventionella spolbrunnar av äldre typ inte kan göras utan svårigheter.

### 2.1.2 Inspektion

För inspektion av ledningar blir undersöknings- och kontrollarbeten med rörligt TV-kamera allt vanligare. Kamerasläden förs in i ledningen via brunn och dras fram med hjälp av ställina. På sin väg genom ledningen sänder kameran kontinuerligt bilder till en monitor. Kabeln är avståndsmärkt, varigenom position för ett fel (exempelvis inläckning) kan anges.

Nedstigningsbrunn ger tillräckligt utrymme för installation av kameran i ledningen. Spolbrunn i konventionellt utförande medger inte användning av TV-kamera. Utrymmesbehovet i brunnen sammanhänger främst med att kamerasläden måste ha en viss längd för att stabiliteten skall kunna bibehållas under passagen genom ledningen.

Tekniken med TV-inspektion av rörledningar befinner sig för närvarande i stark utveckling. För avloppsledningar gäller i dagsläget att dimensionen 150 mm är nedre gräns för användningsområdet och villkoret är då att ledningen är väl rensad.

Längden på kabeln i nu existerande utrustningar är ca 200 m, varigenom brunnsavstånd i gynnsamma fall på inemot 400 m kan inspekteras genom matning åt motsatt håll från en brunn i taget.

## 2.2 VAV:s rundfrågor TR 22 och 23

VAV sände under 1973 ut en rundfråga benämnd TR 23 till kommuner i landet angående tillämpad praxis och erfarenheter beträffande dimensioneringsnormer m m för avloppsledningsnät. Svar erhöles från 77 kommuner.

### 2.2.1 Användning av nedstigningsbrunnar

På frågan om ledningsnät för spillvatten uteslutande förses med nedstigningsbrunnar, även i de fall då inga större plan- eller profiländringar föreligger, svarade 60 kommuner ja. På motsvarande fråga beträffande dagvattenledningar svarade 59 kommuner ja. Övriga installerade således även inspektionsbrunnar. Av de 17 kommuner som intallerar inspektionsbrunnar på spillvattenledningar uppgav 12 att detta förekom endast i ringa omfattning. Beträffande dagvattenledningar uppgav 14 av de 18 kommuner som installerar även inspektionsbrunnar att detta förekom endast i liten omfattning.

### 2.2.2 Brunnsavstånd

På frågan i TR 23 om vilka maximala brunnsavstånd som tillämpades på spillvattenledningar, då ledningen förläggs rakt i plan och profil, svarade 74 av 77 kommuner. Svaren låg mellan 50 m och 125 m. (En kommun svarade 250 m). Det dominerande antalet svar var mellan 70 och 90. Genomsnittet (beräknat som medelvärde av de uppgivna svaren utan hänsyn till ledningslängd) var knappt 85 m. Motsvarande fråga beträffande dagvattenledningar besvarades likaledes av 74 av de 77 kommunerna. Svaren låg även här mellan 50 och 125 m med det dominerande antalet svar mellan 70 och 90 m. (En kommun svarade 200 m, en annan 250 m). Genomsnittet var 88 m.

I en annan delfråga kunde svar ges på vilken faktor som var bestämmande för maximala avståndet mellan brunnar då ledningen förläggs rakt i plan och profil. Ett antal svarsalternativ gavs, varav spolslanglängd var ett. Dessutom kunde förkryssas kombination av olika alternativ. Spolslanglängd som enda bestämmande faktor angavs i 15 fall (av 77) och det var därmed den mest frekventa "ensamt" bestämmande faktorn för maximalt tillåtna brunnsavstånd.

De maximalt tillåtna brunnsavstånden i dessa 15 kommuner uppvisade likväl i stort sett samma variation (mellan 65 och 120 m) som hos övriga kommuner. Anledningen härtill är sannolikt att den spolutrustning som kommunen disponerar (egen eller inhyrd) anpassats efter de maximalt tillåtna brunnsavstånd som tidigare tillämpats inom kommunen och att den införskaffade utrustningen sedan blivit bestämmande för maximalt tillåtna brunnsavstånd även senare.

### 2.2.3 Rensningsberedskap

Samtidigt med rundfråga TR 23 sände VAV ut rundfråga TR 22, vilken avsåg tillämpad praxis och erfarenheter beträffande reparationsberedskap, jourtjänst och utrustning för vatten- och avloppsledningsnät.

En fråga här avsåg tillgängligheten utom arbetstid av bil med högtrycksspolningsaggregat respektive bil med slamsugningsaggregat (kommunala eller inhyrda bilar), dvs tillgång till båda aggregaten dygnet runt. 39 kommuner av 77 angav tillgång till både bil med högtrycksspolningsaggregat och bil med slamsugningsaggregat utom arbetstid. Två kommuner av 77 uppgav att bil med högtrycksspolningsaggregat finns tillgänglig utom arbetstid och 10 kommuner av 77 uppgav att bil med slamsugningsaggregat finns tillgänglig utom arbetstid.

## 2.3 Drifterfarenheter

### 2.3.1 VAV:s statistik

I den statistik som årligen publiceras av VAV över vatten- och avloppsledningar i landet ingår uppgifter om antal stopp på av-

loppsledningar (spill- och dagvattenledningar) och total längd avloppsledningar (spill- och dagvattenledningar).

Ur 1972 års statistik kan utläsas att sammanlagda antalet stopp på avloppsledningar (exkl serviser) för kommuner som samtidigt uppgav total längd avloppsledningar (exkl serviser) var 8 540 på 33 998 km avloppsledningar (exkl serviser). Genomsnittliga antalet stopp per km avloppsledningar (exkl serviser) under ett år var således 0,25, eller ett stopp på 4 km ledning. (Självfallet är statistiken bristfällig. Vad som menas med stopp är inte definierat. I vissa kommuner kan man med stopp ha avsett endast totalstopp som lett till att uttryckning för rensning måste ske omedelbart, medan i andra kommuner även rensning av mer regelbunden och förebyggande karaktär kommit med i statistiken. Med stopp i den mening som används här avses sådana som föranletts av kraftig igen-sättning av ledning och därmed ett akut behov av rensning, samt även sådana som föranletts av observationen om minskad kapacitet o dyl. Det antas, i brist på annat statistikmaterial, att den siffra som framräknats ovan gäller genomsnittet av sådana stopp i kommunernas avloppsledningar.

I samband med en rundresa till ett antal kommuner (Järfälla, Linköping, Växjö, Malmö, Falkenberg, Gävle och Sundsvall) gavs tillfälle att närmare diskutera vissa frågor i samband med brunnsanvändningen. I följande punkter 2.3.2 - 6 är bl a inarbetat en sammanfattning av de synpunkter, som därvid framkom.

### 2.3.2 Rensmetod i förhållande till typ av stopp

Vid rensning av avloppsledningar gäller att storleksordningen 90 % av alla stopp kan avhjälpas med högtrycksspolning. Högtrycksspolning är normalt en mycket effektivare och billigare metod än mekanisk rensning. I exempelvis Växjö har dagvattenledningar i dimensionen 500-600 mm rensats med högtrycksspolning. Normalt rensas dock endast mindre dimensioner av dagvattenledningar med högtrycksspolning.



De stopp som inte kan avhjälpas med högtrycksspolning är:

- inväxande trädrötter
- stopp som beror av felaktigt inkopplade (instickande)serviser
- stopp som beror av att större föremål kommit in i ledningen, exempelvis vid anläggandet eller genom att de tillförts ledningen via brunnarna efter anläggandet eller genom att ledningen krossats och rörskärvor och kringfyllnadsmassor blockerar ledningen samt
- stopp genom kraftig igensättning pga omfattande sättningar i ledningar med liten lutning.

Större delen av de stopp som inte klaras med högtrycksspolning fordrar uppgrävning av ledningen. De enda av dessa typer av stopp som tas med mekaniska rensdon (i kommuner med tillgång till högtrycksspolningsaggregat och slamsugning) är inväxande trädrötter och i vissa fall större, fasta föremål i ledningen.

Inväxande trädrötter förekommer i äldre ledningar. I exempelvis Linköping och Malmö förekommer stopp i form av inväxande trädrötter, dock högst 5 % av alla stopp som rapporteras årligen. I Järfälla, som har ett genomsnittligt betydligt yngre ledningsnät, är stopp pga inväxande trädrötter i huvudledningar ett obefintligt problem. Risken för inväxning av trädrötter är sannolikt mycket liten i riktigt utförda ledningar av gummiringsfogade betongrör eller plaströr. Den mekaniska rensningen av inväxande trädrötter kan ske via nedstigningsbrunn eller via mindre brunn med exempelvis dimensionen 300 mm. Rensningen sker effektivast via nedstigningsbrunn, bl a därför att kraftigare verktyg kan användas och upptagning av rötterna går enklare.

Stopp som beror av att större fasta föremål kommit in i ledningen, och som inte klaras med högtrycksspolning, kan i något fall klaras med mekaniska rensdon via nedstigningsbrunn men inte via mindre brunn utan nedstigningsmöjlighet. Ofta fordrar dock sådana stopp uppgrävning och omläggning av ledningen.

Uppgrävning och omläggning måste även ske när stopp orsakats av felaktigt inhuggna serviser, när stopp orsakats av att ledningen krossats eller när stopp beror av omfattande sättningar i ledningar med så liten lutning att rensning med högtrycksspolning inte ger resultat. De stopp som nämns i detta stycke, dvs stopp som beror av felaktigt inhuggna serviser, krossad ledning etc samt stopp som beror av att större, fasta föremål kommit in i ledning, uppgår till storleksordningen 5 % av alla stopp. Endast en mindre del av dessa, sannolikt mellan 0 och högst 2 %, är sådana som kan åtgärdas via nedstigningsbrunn. Resten fordrar uppgrävning och omläggning.

I samband med högtrycksspolning sker i vissa fall framspolning av fasta föremål som är av sådan karaktär att de inte följer med upp ur brunnen vid slamsugning. Dessa måste då tas upp manuellt. Detta sker i storleksordningen 5 % av alla stopp när rensning av ledningar sker med högtrycksspolning. Upptagningen görs enklast via nedstigningsbrunnar, men kan med lämplig utrustning även ske via brunnar i mindre dimensioner, dvs tas upp utan nedstigning i brunnen.

Sammanfattningsvis gäller alltså i en "normalkommun" att av de stopp som förekommer i avloppsledningarna är mellan 0 och 2 % av en sådan karaktär att de fordrar nedstigningsbrunn för att kunna åtgärdas utan uppgrävning samt mellan 5 och 10 % av förekommande stopp sådana som enklast åtgärdas via nedstigningsbrunn men även kan klaras via brunn i mindre dimension. Resten av förekommande stopp klaras med samma arbetsinsats, dvs i allmänhet högtrycksspolning och slamsugning men i undantagsfall uppgrävning av ledningen, oberoende av brunnsdimension, förutsatt att brunnen har minst den dimension som krävs för samtidig högtrycksspolning och slamsugning, figur 2.1.

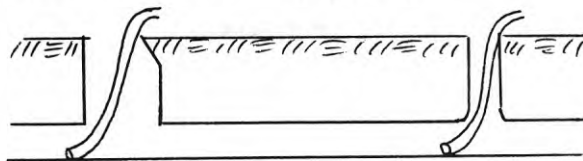
### 2.3.3 Inspektionsmetoder. lokalisering av fel

Inspektion av ledningar förekommer rutinmässigt huvudsakligen endast i samband med nyanläggning. Den normala gången förefaller vara att genomlysning e dyl sker i samband med besiktning när brunnen installeras. Visuellt inspektion av nylagd ledningssträcka kan även ske genom att en person går ned i

Total förekomst av stopp i en "normalkommun" uppgår till cirka 1 stopp per 4 km och år.

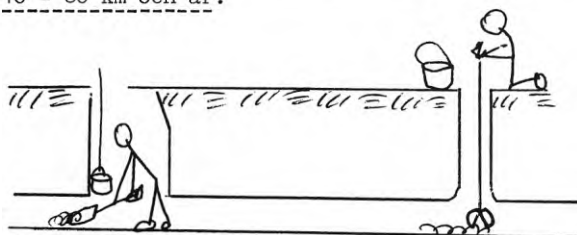
Nästan alla stopp kan åtgärdas lika väl från en liten brunn som från en normalstor:

Inverkan på  
rensningsarbetet  
per stopp om  
liten brunn  
används:



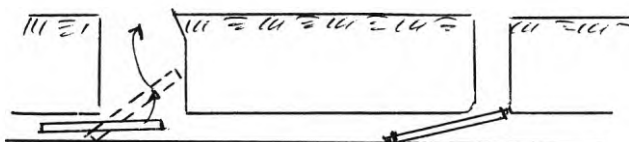
Ingen inverkan

Förekomsten av stopp som med viss svårighet klaras från en liten brunn men enklare från en normalstor uppgår till cirka 1 stopp per 40 - 80 km och år:



Viss ökning

Förekomsten av stopp som inte klaras från en liten brunn, men kan åtgärdas via en stor, uppgår till cirka 0 - 1 stopp per 400 km och år:



Kraftig ökning

Förekomsten av stopp som varken kan åtgärdas från en liten eller stor brunn utan uppgrävning uppgår till cirka 0 - 1 stopp per 80 km och år:



Ingen inverkan

FIG. 2.1 Frekvens av stopp och åtgärdandets beroende av brunnens storlek

nedstigningsbrunn och tittar genom ledningen bort mot nästa brunn. Används små brunnar frånhänder man sig denna möjlighet.

Framtida behov av inspektion beror av eventuella driftstörningar. Förmärks exempelvis kapacitetsminskning, sker först högtrycksspolning av den aktuella ledningssträckan. Om driftstörning efter en tid åter uppkommer, inspekteras ledningen med TV. Är driftstörningen av sådan karaktär att högtrycksspolningsaggregatet inte kommer igenom stoppet grävs ledningen upp eller - i undantagsfall, se ovan avsnitt 2.3.2 - utnyttjas befintlig nedstigningsbrunn i närheten för försök till mekanisk rensning av ledningen. Om uppgrävning företas kan stoppet i allmänhet först lokaliseras med hjälp av rensband via nedstigningsbrunn eller mindre brunn.

Befintliga rensband kan ha längder upp emot 80 m, varigenom stopp på ledningar med brunnsavstånd ca 160 m kan lokaliseras. Inspektion av ledningar genom nedstigning i nedstigningsbrunn och försök till exempelvis visuell lokalisering av stopp förekommer i praktiken ytterst sällan.

#### 2.3.4 Flödesmätningar

Flödesmätningar i avloppsledningar förekommer i vissa fall. Detta sker för att spåra läckor eller felkopplingar, men även för att bestämma rådande belastning t ex inför planerad utbyggnad av anslutna områden. Av i dag använda metoder kräver flertalet nedstigningsbrunnar, men vissa bör lätt gå att modifiera för användning i mindre brunnar.

Metoder som kräver nedstigningsbrunnar är skibordsmätning, användning av mätvärdeinsatser och flertalet nivåmätare. Utspädningsmätning, figur 2.2, kan däremot tämligen obehindrat utföras i mindre brunnar och nivåmätare bör gå att konstruera, som ryms i en mindre brunn. Därigenom kan det bli möjligt att utföra registrerande mätning genom att kalibrera en sådan nivåmätare för en viss mätpunkt genom utspädningsmätning vid några olika flöden - antingen befintliga eller genom tappningar från brandpost - så att nivåregistreringarna med hjälp av så upprättad hydrograf kan översättas till flödeskurvor.

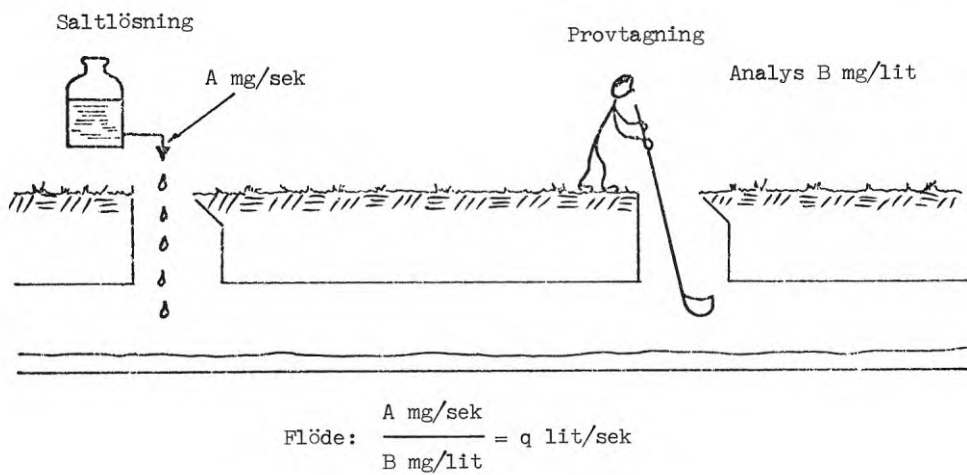


FIG. 2.2 Flödesbestämning genom utspädningsmätning

### 2.3.5 Provtryckning

Provtryckningssträckans längd är idag maximerad till cirka 100 m. Den provtryckningsmetodik som idag tillämpas innefattar ofta användning av nedstigningsbrunnar.

### 2.3.6 Lokalisering av läcka genom successiv provtryckning

Om i samband med nyanläggning provtryckning visar att ledningen inte är tät måste läckpunkten kunna lokaliseras. För lokaliseringen används ibland uppblåsbara gummibollar med visst inbördes avstånd, som dras genom ledningen under successiv tryckprovning mellan bollarna. Utrustningen kan användas via nedstigningsbrunn.

### 2.3.7 Tätning utan uppgrävning

Tätning av avloppsledningar utan uppgrävning sker genom foginjektering eller infodring med rör av plast. Infodring av ledningar med plaströr kan göras på olika sätt. Korta rör av PVC eller PEH-rör i långa längder används. Även AP-rör har kommit till användning.

Används PEH-rör framschaktas ledningen och kapas. PEH-rören levereras ca 10 m långa och fogas genom stumsvetsning. Normalt sker infodring genom samtidig drag- och tryckinmatning i ledningen. Infodringen kan även ske med normallånga PVC-rör genom sådan schakt.

Används rör av PVC kan infodringen också ske via nedstigningsbrunn, dvs utan uppschaktning av ledningen. Därvid används korta längder som limfogas. Vad gäller foginjektering kan tätningsarbetet utföras via nedstigningsbrunn.

Infodring med rör av plast är en mer generell tätningsmetod än foginjektering. Kostnaden för plastinfodring är ungefär densamma, vilken metod man än väljer.

### 3. ÖKAT TILLÅTET AVSTÅND MELLAN BRUNNAR

Utgångsförutsättningen är att största tillåtet avstånd mellan brunnar bestäms av om ledningen är självrensande eller icke, varvid större avstånd tillåts på självrensande ledningar än på icke självrensande.

#### 3.1 Motiv för större avstånd mellan brunnar

##### 3.1.1 Minskad arbetsinsats vid anläggning

Anläggningskostnaden för ledningen som helhet sjunker vid ökat brunnsavstånd.

##### 3.1.2 Minskad frysrisk för ledningsgraven

Brunnar innebär ökad frysrisk - inte bara för avloppsledningen till vilken brunnen är ansluten - utan även för andra ledningar i ledningsgraven.

##### 3.1.3 Minskad vattenmängd till ledningen

Brunnarna är potentiella insläppspunkter för regnvatten, smältvatten och grundvatten till ledningarna.

##### 3.1.4 Minskade insläpp av sand och grus

Brunnar är potentiella insläppspunkter för sand och grus till ledningen. Detta kan ske dels i samband med gatuunderhåll och justering av betäckningar, dels som en följd av dåligt sammanfogade brunnsringar - eventuellt också som en följd av tjällyftningar, om kringfyllning av brunnen råkat ske med tjälskjutande material.

##### 3.1.5 Minskat gatuunderhåll

Varje brunn i gatumark förorsakar ökade kostnader för gatuunderhållet.

### 3.2 Förslag till tillåtna brunnsavstånd

Av personer som sysslar med högtrycksspolning i avloppsledningar har framhållits att nuvarande normala brunnsavstånd, ca 80 m, är lämpliga men att längre sammanhängande sträckor, upp emot 200 m, i gynnsamma fall kunnat rensas. Detta bekräftas av ing Bo Larsson (Natab), som uppger att lämpligt avstånd för högtrycksspolning inte överstiger 100 m men att längre avstånd, 240 m, har rensats. Vad som begränsar renslängden är i första hand tryckfallet i spolslangen samt naturligtvis den rent praktiska aspekten att mycket långa spolslanglängder blir ohanterliga att transportera och rulla upp på trumma. Larsson har spolslangläng 120 m, men har genom hopkoppling av två slangar lyckats rensa sträckor på upp till 240 m. Det senare rensarbetet har visat sig tidskrävande. Det låga trycket i slangens slutände gör att fler genomdragningar än normalt blir nödvändiga och att varje genomdragning självfallet tar längre tid.

Mot bakgrund av ovanstående föreslås därför att en uppdelning av maximalt tillåtet brunnsavstånd görs så att på ledningar som inte är självrensande maximalt brunnsavstånd sätts till 100 m, medan maximalt tillåtet brunnsavstånd på ledningar som är självrensande sätts till 200 m. Därvid bör en minimering av totalkostnaden (anläggningskostnader och skötselkostnader) uppnås utan att man fränhänder sig möjligheten att rensa alla ledningssträckor. Genomsnittligt uppvägs nämligen sannolikt de ökade kostnaderna för rensning av sträckor upp emot 200 m av den lilla risken för att dessa sträckor, som bedöms som självrensande, annat än i undantagsfall behöver rensas. Dessutom gäller att om igensättningsproblem uppträder på en sådan sträcka blir det naturligt att efter rensningen installera en extra brunn på sträckan varigenom de delsträckor förkortas som åter kan behöva rensas.

### 3.3 Praktiska begränsningar för större avstånd

Utgångspunkt för brunnsplaceringen bör vara att brunn placeras så att alla ledningssträckor i nätet blir åtkomliga. I vilken mån ett största tillåtet brunnsavstånd om, som här föreslagits,



200 m på självrensande ledningar har någon effekt på genomsnittligt brunnsavstånd inom ett område beror således av hur området utbyggs med avseende på kvarter etc samt på lutningsförhållandena inom området.

### 3.4 Kvarstående problem

#### 3.4.1 Brunnsavstånd m h t självrensning

För att göra gränsdragningen mellan självrensande och icke självrensande ledningar säkrare, dvs bestämma på vilka ledningar största tillåtet brunnsavstånd kan sättas till 200 m respektive 100 m, krävs vidare studium av självrensningsproblematiken, se avsnitt 1.

#### 3.4.2 Brunnsavstånd m h t högtrycksspolning

Högtrycksspolningens rensningseffekt i ledningar med olika dimensioner och i ledningar med olika typer av avsättningar (spillvattenledningar/dagvattenledningar) bestämmer lämpliga avstånd mellan brunnar.

Eventuellt finns anledning att närmare klargöra rensningseffekten under olika förhållandena, bestämma lämplig spolslängd, lämpligt tryck etc och därigenom få säkrare underlag för förslag till tillåtna brunnsavstånd.

#### 3.4.3 Brunnsavstånd m h t provtryckning

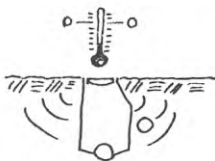
Om ledningssträckan är lång kan inte provtryckning med nuvarande krav tillfredsställande avslöja om skadade rör ingår i ledningen eller om fogningen inte har blivit korrekt utförd. Man har av den anledningen begränsat provningssträckans längd till 100 m. Orsaken till denna begränsning är att man varken vid vatten- eller luftprovning kan avgöra om totala läckningen härrör från ett rör eller en fog. Genom att begränsa provsträckans längd har man således begränsat största utläckningen från en punkt på ledningen. Om man vill fördubbla provsträckans längd bör man även fördubbla täthetskravet.

# MOTIV FÖR STÖRRE AVSTÅND MELLAN BRUNNAR

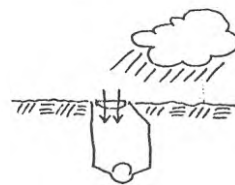
Lägre arbetsinsats vid anläggning



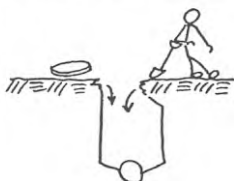
Minskad frysrisk i ledningsgraven



Färre insläppspunkter för regn- och smältvatten



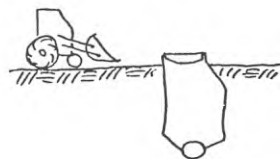
Minskad risk för insläpp av sand och grus i samband med inspektioner och justering av betäckning



Minskad risk för insläpp av sand och grus samt inläckning av grundvatten



Förenklat gatuunderhåll



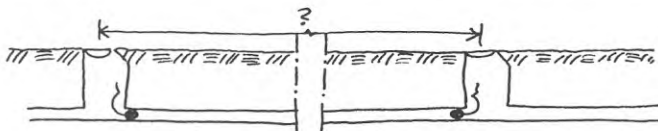
## VID STÖRRE AVSTÅND MELLAN BRUNNAR KVARSTÅENDE PROBLEM

Gränsdragningen mellan självrensande och icke självrensande ledningar bör ytterligare studeras för att minimera risken för underhållsproblem.

Installation av extra brunn kan bli nödvändig p g a återkommande stopp om självrensningsförmågan missbedömts



Lämpliga brunnsavstånd m h t provtryckning; kriterier på täthet



Högtrycksspolningens rensningseffekt, lämplig spolslangslängd och spolningstryck, bör ytterligare studeras för att ge säkrare underlag för bestämning av brunnsavstånd på självrensande och icke självrensande ledningar (ex dagvatten/spillvatten)



#### 4. MINSKAD DIMENSION HOS BRUNNAR

##### 4.1 Allmänt

Det kan övervägas om man skall utgå från en viss önskvärd brunnsdimension och därefter utreda möjligheter till rensning, flödesmätning etc med den utrustning som idag förekommer för dessa olika aktiviteter samt omarbeta och vidareutveckla utrustningen för sådana aktiviteter som inte kan utföras i denna brunnsdimension,

eller om man skall utreda utrymmesbehovet för alla tänkbara aktiviteter i en brunn och därefter låta den mest utrymmeskrävande bli dimensionerande för valet av brunnsdimension. I det senare fallet skulle man sannolikt finna att den brunnsdimension som idag dominerar, 1000 m, inte kan frångås.

Här har valts den medelvägen att med utgångspunkt från två dominerande aktiviteter, högtrycksspolning för rensning och TV-undersökning för inspektion, bestämma en lämplig minsta brunnsdimension och därefter undersöka vilka av de andra mer marginella brunnsaktiviteterna som kan utföras vid denna brunnsdimension och vilka som inte kan utföras. Om, i det senare fallet, aktiviteten bedöms som nödvändig och inte kan ersättas av annan likvärdig, får utredas om modifiering av aktiviteten kan ske så att den kan anpassas till föreslagen liten brunnsdimension.

##### 4.2 Motiv för mindre brunnsdimension

###### 4.2.1 Reducerad materialåtgång

Genom att brunnen blir mindre minskas materialåtgången, men även hantering vid tillverkning och transport underlättas.

###### 4.2.2 Mindre anläggningskostnad

Genom den lägre vikten underlättas byggandet.

#### 4.2.3 Minskad schakt

Erforderlig schakt minskas vid mindre brunnsdimension. Detta har främst betydelse vid ledningsgrav i berg.

#### 4.2.4 Tät mot markvatten och grus

En mindre brunn kan lättare utföras tät mot grundvatten jämfört med en nedstigningsbrunn. Även täthet mot grus och sand bör gå att erhålla. Fogningen av brunnsringar (brunnsrör) förenklas. Inom områden med stark tjällyftning finns risk för användning av tjälskjutande material till kringfyllningen. Brunnen kan utföras med djup muff för teleskopverkan hos brunnsröret, varigenom effekterna av tjällyftningen mildras.

#### 4.2.5 Systematisering av materialvalet

Även om man valt plast som ledningsmaterial används nedstigningsbrunnar av betong. Detta innebär att olika leverantörer måste anlitas. Av flera skäl är det mest praktiskt för köparen att ha endast en leverantör av allt ledningsmaterial. Små brunnar kan utföras även i plast, varigenom - också när man bygger avloppsledningar av plaströr - en leverantör kan sköta hela leveransen.

På platser där av korrosionsskäl valts plast som rörledningsmaterial används hittills likväl brunnar av betong. Försök har gjorts att utföra nedstigningsbrunnar i AP (armerad polyester) eller att korrosionsskydda nedstigningsbrunnar av betong. Dessa försök har inte vunnit någon mer allmän tillämpning. En övergång till mindre brunnsdimensioner skulle förenkla framställning av brunnar i samma, eller ur korrosionssynpunkt likvärdiga, material som ledningen.

### 4.3 Brunnsdimensioner m h t högtrycksspolning

Vid besök i Sundsvalls kommun i juni 1974 arrangerades provrensning med högtrycksspolning och samtidig slamsugning i en brunn med dimension 400 mm och enkelt, rakt genomlopp. Det visade sig att utrymmet i brunnen väl räckte till för arbetet.

Även brunnsdiametern 300 mm har varit tillfyllest. (Denna brunnstyp, 400 mm, har som "försöksbrunn" funnits ett par år på marknaden.)

Vid kontakt med ing Bo Larsson, Natab, har dock framkommit att brunnsdimensionen m a p högtrycksspolning och samtidig slamsugning i vissa fall borde vara 500 mm eller större, nämligen när slamminnehållet i ledningen är betydande. Lämpligen används då en sugslang i grövre dimension och för bekväm hantering av denna krävs ett större utrymme än brunnsdimensionen 400 mm ger. Dessa fall, med så betydande slamminnehåll, är dock tämligen sällsynta på ledningar med dimensioner upp till 400 mm. Eftersom rensningen, om än med visst besvär, ändå kan ske av sådana ledningar via brunn med dimensionen 400 mm ger inte dessa tillfällen med högt slamminnehåll i ledningen anledning till ökning av föreslagen brunnsdimension.

Rensning med högtrycksspolning och slamsugning är således inte dimensionerande för brunnsutformningen om brunnsdiametern väljs till 400 mm. Även brunnsdiametern 300 mm är vid normala rensarbeten tillfyllest.

#### 4.4 Brunnsdimension m h t TV-undersökning

Brunnsutformning med hänsyn till den idag befintliga utrustningen för TV-inspektion har diskuterats med ing Set Sandell, Electronisk Undersökning AB (EAUB). Dimensionerade för utrymmesbehovet är inte kameran i sig själv utan den släde kameran vilar på. Släden måste ha en viss längd för att kameran skall få stabilitet vid genomdragningen. Det bör dock påpekas att de slädar som idag används har utformats utan något motiv för dimensionsbegränsning eftersom utrymmet i nedstigningsbrunnar är väl tilltaget.

Inom det område i Sundsvall där brunnar med dimensionen 400 mm är installerade utfördes även på försök TV-inspektion av anslutna ledningssträckor med EUAB:s utrustning. TV-inspektionen visade sig kunna genomföras på alla anslutna ledningsdimensioner utom dimensionen 160 mm, för vilken utrymmet vid brunns-

botten visade sig för knappt. Införandet av kameraslåden var självklart inte lika enkelt som när nedstigningsbrunn utnyttjas. Det förefaller dock rimligt att anta att en bättre anpassning av existerande utrustning till mindre brunnar ligger inom möjligheternas ram, även beträffande den minsta anslutningen.

#### 4.5 Förslag till brunnsdimension

Lämpligen bör endast en dimension för liten brunn föreslås. I valet mellan två närliggande dimensioner bör därför den grövre av de två väljas. Uppnås en besparing vid övergång från dimensionen 1000 mm till liten dimension så har det endast marginell betydelse om den lilla brunnen ges dimensionen 300 mm eller 400 mm.

Högtrycksspolning och samtidig slamsugning kan utföras i dimension 300 mm eller större.

TV-inspektion med den utrustning som idag dominerar marknaden har visats kunna användas i dimensionen 400 mm och alla anslutningar som inte är mindre än 200 mm.

Ledningar i lokala nät - vilket det här är frågan om - har dimensioner upp till 400 mm. Grövre dimensioner är ovanliga. Brunnen bör inte vara mindre än den ledning som brunnen är ansluten till.

Det finns således fog för att åtminstone tills vidare rekommendera brunnsdimensionen 400 mm. Kan smäckrare TV-utrustningar konstrueras och kan dimensionerna på avloppsledningarna i det lokala nätet minskas i förhållande till dagens praxis kan rekommendationen om 400 mm brunn omprövas.

#### 4.6 Kommentarer

##### 4.6.1 Typer av stopp, vilkas åtgärdande kräver eller förenklas av nedstigningsbrunn

Utredningen har indikerat att rekvensen av stopp som kräver nedstigningsbrunn för att kunna åtgärdas är mycket liten och i praktiken försumbar, figur 2.1. Frekvensen av sådana stopp som åtgärdas enklare via nedstigningsbrunn än via liten brunn är högre, figur 2.1, men ökningen av kostnader för dessa typer av fel vid övergång till liten brunn är dock sannolikt även den försumbar.

Det är dock önskvärt att denna fråga blir bättre belyst genom tillförlitlig statistik över driftstörningar och hur de åtgärdats. Statistiken bör även innehålla en så noggrann beskrivning av det inträffade att det går att avgöra om någon alternativ åtgärd hade varit möjlig, exempelvis ett stopp som rensats mekaniskt men skulle kunna ha rensats med högtryckspolning om sådan funnits tillgänglig.

Det bör även observeras att skadestatistik naturligtvis med nödvändighet avspeglar förhållandena i det befintliga ledningssystemet. Antalet stopp i framtida ledningssystem byggda med bättre teknik blir sannolikt lägre.

##### 4.6.2 Visuell inspektion genom nedstigningsbrunn

Används små brunnar frånhänder man sig möjligheten att inspektera en ledningssträcka genom att stiga ned i brunnen och titta bort mot nästa brunn. Det är osäkert i vilken utsträckning denna enkla metod tillämpas och hur effektiv den är som kontroll av ledningen. TV-undersökning som kontroll av även nylagda ledningssträckor har på många håll börjat tillämpas.

##### 4.6.3 Provtryckning

De föreskrifter för provtryckning av ledningar och brunnar som idag gäller kan normalt inte utan modifiering användas på ett system med små brunnar. Uppblåsbara proppar som kan införas i

ledningen från markytan via liten brunn finns dock i marknaden. Befintliga föreskrifter för täthetsprovning kan tillämpas oberoende av brunnsdimension.

#### 4.6.4 Tätning utan uppgrävning

Används mindre brunnar än nedstigningsbrunnar ökar kostnaderna vid en eventuell framtida ledningstätning genom foginjektering eller infodring med rör av PVC i korta längder.

Används PEH-rör i långa längder har brunnsdimensionen ingen inverkan på arbetets omfattning vid ledningstätning.

### 4.7 Kvarstående problem

#### 4.7.1 Rörböjar utanför brunnen

Eftersom alla ledningsdelar förutsätts göras åtkomliga kommer anslutning av sidoledning till huvudledningen i många fall att ske i brunn. Därvid blir rörböjar utanför brunnen nödvändiga.

Sådana rörböjars inverkan på inspektions- och rensmetoder kräver vidare studium. Speciellt bör om möjligt fastställas en nedre gräns för tillåten krökningsradie m h t högtryckspolningsutrustningens och TV-kamerans funktion.

#### 4.7.2 TV-inspektionsutrustningar

Det har vid utredningen framkommit att den TV-utrustning som idag dominerar markanden kan användas i brunnsdimensionen 400 mm och anslutande ledningsdimension minst 200 mm.

Utrustning för användning i mindre ledningsdimension på anslutande ledningar bör utvecklas.



#### 4.7.3 Flödesmätningar

För flödesmätningar kan man i en mindre brunn knappast montera skibord eller venturirännor, utan man får helt lita till nivåmåtningsprinciper. Därvid måste kalibrering ske genom t ex utspädningsmätning, figur 2.2. Men även de nivåmätare som idag finns i marknaden måste modifieras för att rymmas i en liten brunn.

#### 4.7.4 Lokalisering av läcka genom successiv provtryckning

Lokalisering av läcka genom successiv provtryckning är sannolikt en mindre vanlig metod för läcksökning. Om metoden bedöms så värdefull att den bör utnyttjas mer allmänt är det nödvändigt att undersöka om den kan användas via liten brunn, eventuellt efter viss modifiering, eller om man skall söka efter annan likvärdig metod.

#### 4.7.5 Stora brunnars magasineringseffekt

På dagvattenledningar tjänar stora brunnar som utjämningsmagasin och ger därvid en extra säkerhet mot översvämning i samband med starka regn eller igensättningar på ledningsdelar nedströms brunnen.

Om övergång sker till mindre brunnar (eventuellt dessutom med längre inbördes avstånd) förloras denna magasinering. Effekten härav kan naturligtvis inte avgöras generellt utan får bedömas från fall till fall vid projekteringen. Förbättrad kunskap om dimensionering av dagvattensystem liksom förbättrad kunskap om självrensning i dagvattenledningar minskar behovet av extra magasinering i brunnar.

#### 4.7.6 Särskilda problem med tät ledning

Med dagens system för ledningsbyggande erhålles ventilation av ledningsnäten via anslutna fastigheters fallrör och via otätheter i brunnar. Om brunnarna, brunnslocken, görs täta bortfaller en ventilationsväg.

Dålig ventilation av spillavloppsledningar kan eventuellt medföra olägenheter i form av obehaglig lukt, ökad risk för korrosion av betongledningar, bildning av explosiva och giftiga gaser som kan kräva särskilda åtgärder i exempelvis pumpstationer, medföra störningar i den biologiska delen av avloppsreningsverket.

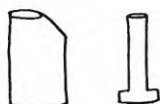
Huruvida täta brunnar (eventuellt dessutom med längre inbördes avstånd) medför minskad ventilation i så hög grad att någon av ovannämnda olägenheter riskeras, bör klarläggas.

# MOTIV FÖR MINDRE BRUNNSDIMENSION

Reducerad material-  
åtgång för brunnar

Mindre vikt - lägre  
arbetsinsats vid  
installation

Minskad schakt  
(Betydelsefullt  
särskilt vid  
berggrav)



Systematisering av material-  
val möjliggörs - en leverantör  
och samma materialegenskaper  
för hela ledningssystemet

Lättare att få tät mot inläckande  
grundvatten och grus. Fogningen  
förenklas. Ev djup fog för att  
minska effekten av ev tjällyftning

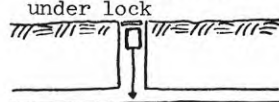


## KVARSTÅENDE PROBLEM VID MINDRE BRUNN (TILLSYNSBRUNN)

Inverkan på inspektions-  
och rensmetoder av rör-  
böjar utanför brunn -  
som ofta blir nödvändiga

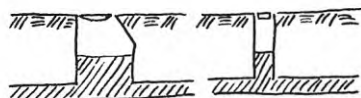
Kan TV-inspektionsutrust-  
ning utvecklas för anslu-  
tande ledningsdimension  
150 (160) mm till liten  
brunn

Modifiering av  
flödesmätning  
- om mätaren skall  
rymmas i brunnen  
under lock

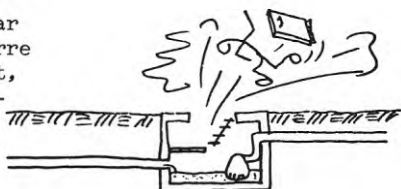


Är lokalisering av läckor genom succe-  
siv provtryckning en vanlig metod - i  
så fall bör undersökas om den (ev efter  
modifiering) kan användas i liten brunn

Får effekten av förlorad  
magasinsvolym på dagvatten-  
ledningar vid övergång till  
små brunnar någon betydelse



Finns det risk för andra problem om  
ledningen görs tät (genom små brunnar  
med täta betäckningar och ev på större  
avstånd) - exempelvis obehaglig lukt,  
korrosionsproblem, störningar i bio-  
logisk del av avloppsrening, bild-  
ning av explosiva eller giftiga  
gaser



Projektbeskrivning sändes till 29 utländska adresser, se bilaga. Svar erhöles från 10, varav 6 kommenterade projektet. Övriga sade sig vara intresserade men inte kunna lämna någon särskild kommentar. Svaren från fem av de sex, som kommenterade projektet, refereras i korthet nedan. (För det sjätte svaret, Million, redogörs på annan plats, avsnitt 1.5.2.)

Pomeroy, Johnston and Bailey, Mr. R.D. Pomeroy:

För små ledningar med ett fåtal anslutna uppnås inte tillräcklig skärspänning ens en gång per dag för att säkerställa självrensningen vid de lutningar som normalt rekommenderas. Ändå uppkommer inga problem om lutningen är 6 o/oo. Enligt vår erfarenhet fungerar små avloppsledningar bra i 6 o/oo lutning under många år utan att rensas, trots att det efterhand samlas avsatta partiklar i ledningen.

För ledningar i grövre dimensioner är det särskilt angeläget att dimensioneringskriterier fastställs. Det finns också ett behov av att värdera effekten av avsättningar i ledningen, särskilt med hänsyn till ledningens maximala kapacitet.

Valet av lämplig lutning för ledning bör inte baseras på uppkomst eller inte uppkomst av avsättningar, utan på en optimering av kostnaderna. Det är inte säkert att svaret blir det samma på alla platser.

Förekomsten av högtryckspolning bör inte leda till att andra mer konventionella metoder förbises.

Det är en god idé att ha två typer av brunnar, en för nedstigning och inspektion, och en mindre för användning av TV-kamera och högtryckspolning. Det borde vara möjligt att utföra det mesta underhållet från markytan.

Babbie, Shaw & Morton:

Brunnar här i landet (Skottland) har normalt en instigningsöppning på ungefär 825 mm, vilken leder till en brunn med dimensionen 900-1 800 mm beroende på ledningens dimension. Eftersom användningen av TV-kamera och högtryckspolningsaggregat inte utesluter att det kan bli nödvändigt för en person att gå ned på ledningen, t ex för att plocka upp slam ur brunnen eller för att styra utrustningen, är det tveksamt om någon radikal minskning av brunnsdiameteren kan göras.

Största praktiska längd för högtryckspolning är 100-110 m. Endast mindre böjar på ledningen kan tolereras om spolningsutrustning skall kunna användas.

Kameror finns för inspektion av ledningar i dimensioner mellan 100 och 900 mm. Det största avståndet, som det är praktiskt att dra en kamera genom ledningen, är ca 200 m. Avståndet kan fördubblas om ledningen är tillgänglig i båda ändar. Även för inspektion med kamera gäller att endast mindre böjar på ledningen kan tolereras om man inte vill riskera att kameran skall gå snett eller välta.

Mot bakgrund av ovanstående förefaller det inte att finnas förutsättningar till att ändra nuvarande praxis.

Kriterium för självrensning i spillavloppsledningar här landet är att hastigheten någon gång per dygn skall uppgå till 0,76 m/sek. Vid beräkning av flödeshastigheten kan olika k-värden användas, beroende på rörmaterial. Emellertid är k-värden för nya rör mindre intressanta än för rör som varit i bruk någon tid och eftersom avloppshud utbildas i alla ledningar oavsett rörmaterial, har fastlagts att k-värdet 0,6 mm skall användas för alla spillavloppsledningar, oavsett rörmaterial.

County Sanitation Districts of Los Angeles County, J.D.

Parkhurst:

Mannings formel används för hydraulisk dimensionering av avloppsledningar. För alla ledningstyper och ledningsmaterial används samma Mannings tal, nämligen  $1/M = n = 0,013$ . Plaströr förekommer inte, med två undantag, inom distriktet.

Man har inte använt högtryckspolning som rensmetod utan har andra rensdon av mekanisk typ. Nedstigningsbrunnar används och dessa placeras på maximiavstånden 120 m på ledningsdimensioner upp till 450 mm, 180 m på ledningsdimensioner upp till 750 mm samt 240 m på grövre dimensioner. Brunnsavstånden bestäms av rensdonens kapacitet.

Stanton & Stavely, J.R. Hope:

- 1) Nedstigningsbrunnar av betong placeras så att man kan rensa ledningarna med någon användbar metod. Att begränsa rensmetoderna till endast en (högtryckspolning) är olämpligt för den händelse att den metoden inte kan användas eller av någon anledning inte är tillgänglig.
- 2) Högtryckspolning kan genomföras bara när ledningarna och brunnarna är tillräckligt starka för att klara de höga trycken.
- 3) Inspektion med TV-kamera är inte någon vanlig metod. Skötseln av utrustningen kräver specialutbildad personal.
- 4) För nedstigningsbrunnar kommer även i framtiden att krävas att de har den dimension de har idag, nämligen tillräcklig för att man via brunnarna skall kunna ta upp främmande föremål från ledningen. Det finns små möjligheter, om några alls, till att minska utrymmet i brunnarna. Det skulle förefalla som om en utökning

av avståndet mellan brunnarna erbjuder den bästa möjligheten att spara in på kostnaderna, men punkterna 1 och 2 ovan talar emot även detta.

Dessutom gäller att spillavloppsledning normalt är självrensande om strömningshastigheten uppgår till 0,76 m/sek under någon tid på dygnet. Som konsekvens härav skulle man kunna fastslå att de flesta avloppsledningar är korrekt och ekonomiskt dimensionerade och att behovet av mer sofistikerade beräkningsmetoder endast föreligger för ledningar som är horisontala eller nära horisontala.

Association Générale des Hygienistes et Techniciens Municipaux,  
H. Loriferne:

De problem Ni beskriver har utförligt studerats i Frankrike. Någon skriftlig dokumentation av de nya normer som håller på att utarbetas föreligger dock ännu inte. Följande kommer dock att gälla:

#### 1. Allmänt

Det är viktigt att avloppsteknikerna kommer med i projekteringen på ett så tidigt stadium som möjligt. Det kan annars bli svårt att få avloppsfrågan löst på ett riktigt sätt.

#### 2. Brunnar och ledningar

Stora framsteg har på sista tiden gjorts vad beträffar rörmaterial, arbetsutförande vid ledningsbyggandet och underhållsteknik för ledningarna (högtryckspolning och inspektion med TV etc). En del äldre föreskrifter kan därför slopas.

##### 2.1 Nedstigningsbrunnar

###### 2.1.1 Utförande

Oberoende av ledningsdimension utförs nedstigningsbrunnar med dimensionen 1 000 mm, alternativt används brunn med kvadratisk planutformning 1 000 mm x 1 000 mm. Övre

delen av brunnen utformas med kona, 500 - 1 000 mm hög, som avslutas med ett hål för nedstigning med diametern 600 mm.

Det förefaller inte möjligt att minska dessa mått, som förutsätts bli gällande i de nya normerna. Man måste tänka sig att nedstigning i brunnen av någon oförutsebar händelse blir nödvändig.

#### 2.1.2 Avstånd mellan brunnar

Man kommer att tillåta ett högsta avstånd mellan brunnar på 80 m på raksträckor om man är säker på att högtryckspolning systematiskt och permanent kommer att användas.

Det kommer att krävas brunn i varje brytpunkt endast om vinkeln i brytpunkten är för stor att medge högtryckspolning.

På sådana ledningar där högtryckspolning inte kan utföras (> 600 mm) installeras brunn i varje brytpunkt.

#### 2.2 Självrensning

(För denna del redogörs ovan, Million, avsnitt 1.5.2.)

Med undantag för Pomeroy är således samtliga som kommenterat undersökningen negativa till slopande av nedstigningsbrunnar. Pomeroy kan tänka sig att dessa i vissa fall, men tydligen inte genomgående, ersätts av mindre brunnar.

Pomeroy påpekar vidare en viktig sak som förtjänar att understrykas. Det är naturligtvis inte rimligt att i alla lägen sträva efter att ge ledningarna tillräcklig lutning för att vara självrensande. Totalekonomin måste få fälla utslaget och i många fall kan det då visa sig motiverat att ge avkall på självrensningskravet, för att exempelvis slippa utföra en dyr schakt, och i stället ta på sig en del kostnader för framtida rensning av ledningen.



Om det kan bekräftas, exempelvis genom VAVs pågående arbeten, att små brunnar utan nedstigningsmöjlighet är ett tänkbart alternativ till nedstigningsbrunnar krävs detaljerat fortsatt studium av lämplig brunnsutformning. Används små brunnar och anslutning av sidoledning till huvudledning sker i brunnen blir böjar på sidoledningen utanför brunnen i många fall nödvändiga. I vilken mån sådana böjar har negativ inverkan på rensning med högtrycksspolning och inspektion med TV-kamera återstår att undersöka.

Flödesvariationer i avloppsnät, som funktion av antal anslutna personer, hör till de väsentliga problem i denna utredning som kräver vidare studium. Att med någorlunda säkerhet kunna förutse flödesvariation är av betydelse inte bara i samband med bestämning av ledningars självrensning utan även för optimalt dimensionsval för avloppsledningar.

En verklig förståelse av självrensningsmekanismen kräver att försök utförs "laboratoriemässigt". En försöksstation för avloppsledningar bör därför byggas, lämpligen i anslutning till ett rensningsverk. Försöksstationens huvudinstallation skall vara en eller flera uppläggningsbanor med varierbar lutning och lämplig längd. Banorna bör utformas så att även sättningar på ledningarna kan inbyggas och effekten av dessa studeras. Härigenom skulle kunna bestämmas toleranser för avvikelser från föreskrivna ledningslutningar. Det kan omnämnas i sammanhanget att Lysne (1969) har studerat sandtransport i tunnlar med olika lutningar, positiva och negativa, figur 6.1. I försöksanläggningen kan olika typer av avloppsvatten simuleras, t ex beträffande innehåll av sandpartiklar av olika storlek. Parallellt med arbeten i försöksstationen bör provtagningar göras i avloppsnäten för att bestämma avloppsvattnets sammansättning. Särskilt bör inverkan av sandfång på sandpartiklars storlek i regnvattenledningar undersökas, liksom halten av kolloida partiklar i regnvatten.

På försöksstationen kan även andra problem vad gäller avloppsledningar studeras. Ett sådant är vilket k-värde som skall tillämpas för avloppsrör av plast. Denna fråga sammanhänger med självrensningen och hur bortspolning sker av avsatt material. Utvecklingen

av flödesmätare för avloppsvatten och utvärdering av befintliga mätare är ett annat aktuellt problem vars studium skulle väsentligt underlättas i en försöksstation. Ytterligare exempel på uppgifter för en försöksstation är studium av nötning i avloppsledningar, optimal utformning av högtryckspolningsutrustning (kombination vattenmängd - tryck) m m.

Självrensning i lokala ledningar inom bostadsområden med fåtal anslutna personer, exempelvis en sådan ledning som beskrivits ovan - plastledning 2 avsnitt 1.4.3, kräver särskilda studier. Sådana kan inte utföras i försöksstation, utan befintliga ledningar får undersökas.

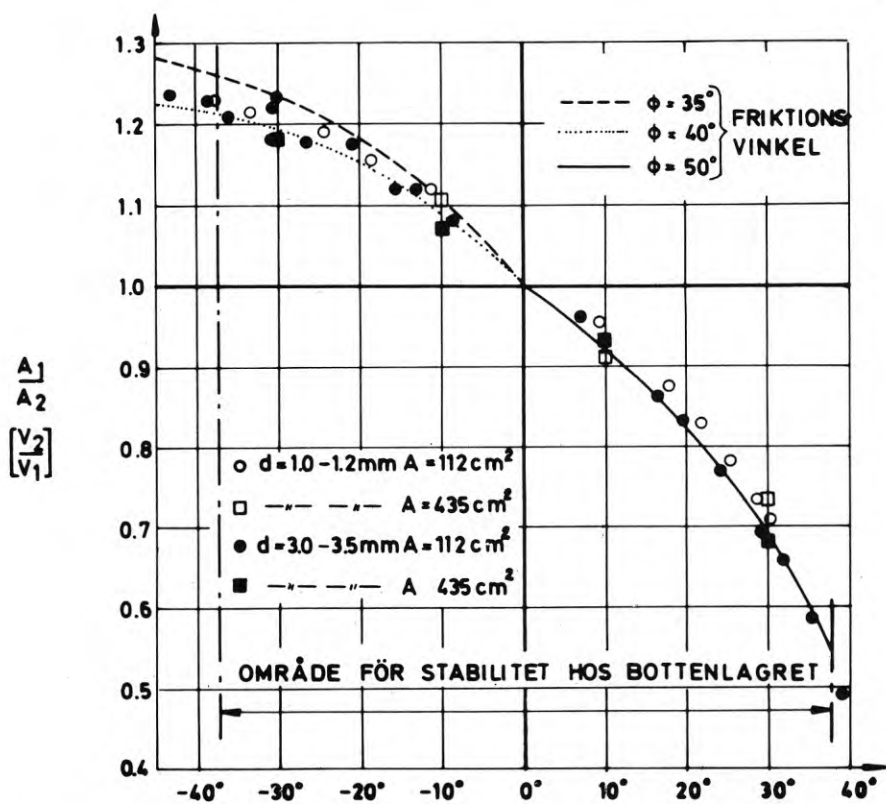


FIG 6.1 Förhållandet mellan tunneltvårsnitt,  $A_1/A_2$  (Vattenhastigheter  $v_2/v_1$ ) vid olika lutningsvinklar för att upprätthålla samma transportvillkor för sandpartiklar vid samma vattenföring. Laboratorieförsök, Lysne 1969

## REFERENSER

Bretting, A E, 1960, Hydraulik, Stationære Strømninger, Teknisk Forlag, 1960

Gustavsson, B, 1968, Kompendium i avløpsteknik, KTH, 1968

Hobbs, M F, Sako, F F, Roberts, T E, 1967, Relationship of sewage characteristics to carrying velocity for pressure sewers. Prepared by Environmental Engineering Laboratories, FMC Corporation, Santa Clara, Calif, 1967

Lane, E W, 1952, Progress Report on Results of Studies on Design of Stable Channels. U.S. Bureau of Reclamation, Hydraulic Laboratory, Report No Hyd-352, June 1952

Lane, E W, 1955, Design of Stable Channels. Transactions, ASCE, Vol 120, Paper 2776, 1955

Lundgren, H and Jonsson, G, 1964, Shear and velocity distribution in shallow channels. Proceedings, ASCE, Journal of the Hydraulics Division, March 1966

Lysne, D K, 1969, Hydraulic Design of Self-cleaning Tunnels. Journal of the Sanitary Engineering Division, Febr 1969

Lysne, D K, 1972, Selvrensning i rør for avløpsvann. Vann nr 3, 1972

Michelsen, I, Winther, L, 1970, Notater om afløbsteknik. Teknisk hygiejne, Polyteknisk forlag, 1970

Million, C, 1967, Les critères d'autocurage des réseaux d'assainissement. Techniques et sciences municipales, Août-Sept 1967

Million, C, 1968, L'autocurage des réseaux d'assainissement. Techniques et sciences municipales, Août-Sept 1968

Paintel, A S, 1972, Hydraulic design of self-cleaning circular sanitary sewers. Water & Sewage Works, Reference Number 1972, R 52

Raths, C H, Mc Cauley, R F, 1962, Deposition in a Sanitary Sewer. Water and Sewage Works, May 1962

Replogle, J A and Chow, V T, 1966, Tractive-force distribution in open channels, Proceedings, ASCE Vol 92, HY 2, March 1966. (Errata, Proceedings ASCE, Vol 93, HY 4, July 1967.)

Schulz, H, 1960, Über die Berechnungen der Unteren Grenzgeschwindigkeiten in Kanalisationsnetzen, Wasserwirtschaft und Wassertechnik (WWT), 10 Jahrgang (1960) Heft 7.

Simon, D B, 1957, Theory and Design of Stable Channels in Alluvial Materials. Report CER-570, BS 17, Colorado State University, May 1957

Stenberg, R, 1973, Portabel, Registrerande Avloppsvattenmätare. Manuskript till byggforskningsrapport, Statens Råd för Byggnadsforskning, dec 1973

Vanoni, V A, 1966, Sediment transportation mechanics: Initiation of Motion. Progress Report, Task Committee on Preparation of Sedimentation Manual, Committee on Sedimentation, Proceedings, ASCE, Journal of the Hydraulics Division, Nr HY 2, March 1966

Afzetting in riolen en het voorkomen daarvan, 1972. Rapport van de commissie riolering en waterveroutrouwing van de afdeling voor gezondheidstechniek van het Koninklijk Instituut van Ingenieurs, H<sub>2</sub>O nr 10-12 1972. (Avsättning i avloppssystem och förebyggande åtgärder, svensk översättning hos Orrje & Co)

Höganäs avloppshandbok, 1972. Höganäs AB

Statistiska uppgifter över vatten- och avloppsverk för år 1972, Svenska vatten- och avloppsverksföreningen (VAV), 1973

VA-byggnorm, 1970. Statens planverk, publikation nr 34, 1970

WPCF Manual of Practice No. 9, 1970. Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers, 1970

## BILAGA

Projektbeskrivning har sänts till följande adresser:

Dr. Richard Pomeroy, Pomeroy Johnson and Bailey, 660 South Fair Oaks Avenue, PASADENA, Calif, 91105 USA

Mr. John Parkhurst, General Manager, Chief Engineer, Sanitary District of Los Angeles County, 2020 Beverly Boulevard, LOS ANGELES, Calif. 90057 USA

Mr. C. Guarino, Commissioner Water Department, 1180 Municipal Services Bldg., 15x J.F. Kennedy Boulevard, PHILADELPHIA, Pa. 19107 USA

Mr. Marty Lang, Commissioner, Department of Water Resources, Room 2455 Municipal Bldg., NEW YORK, N.Y. 10007 USA

Mr. Richard Pavia, Commissioner, Water and Sewer, Room 403, City Hall, CHICAGO, Illinois 60602 USA

Mr. Jim Anderson, Water-Mation, 1404 East 9th Street, CLEVELAND, Ohio 44114 USA

American Public Works Association, 1313 East 60th Street, CHICAGO, Illinois USA

American Society of Civil Engineers, 345 East 47th Street, NEW YORK, N.Y. 10017 USA

CIRIA, Old Queen Street House, Storey's Gate, LONDON SW1. 839.6881 England

Manchester University Institute of Science and Technology, Civil Engineering Department, Public Health Engineering Section, Sackville Street, MANCHESTER England

Activated Sludge Ltd., 41, Buckingham Palace Road, LONDON SW1. 834 5973 England

The Institute of Water Pollution Control, MAIDSTONE, Kent, England

The Water Research Association, Medmenham, MARLOW, Bucks., SL2 4D England

BHRA (British Hydromechanics Research Association), Cranfield, BEDFORS, MK43 0AJ, England

British Insulated Callender Cables, P.O.Box 5, 21, Bloomsbury Street, LONDON WC1B 3QN, England

Le Bas Tube Co. Ltd., Eagle Wharf Road, LONDON N1 7EE, England

Allied Polymer Group (Northern Division), Ashburton Road, MANCHESTER M17 1QH, England

British Steel Corporation (Tubes Division), Divisional H.Q.,  
Corby Works, Corby, NORTHAMPTONSHIRE, Corby 2121, England

Suntex Group of Companies, The Ridgeway, Thorney Lane, Iver,  
BUCKINGHAMSHIRE, Iver 11, England

Workshire Imperial Plastics Ltd., P.O.Box 166, LEEDS LS1 1RD,  
England

Abwassertechnische Vereinigung, 53 BONN, Bertha-von-Suttner-  
-Platz 8, Väst-Tyskland

Mr. Pierre Descroix, Association Générale des Hygiénistes et  
Techniciens Municipaux, 9 Rue de Phalsbourg, PARIS 17,  
Frankrike

Mr. C. Chargrassé, Centre Scientifique et Technique du Bâtiment,  
C.S.T.B., 4, avenue Recteur Poincaré, PARIS 16 e, Frankrike

Conservatoire Nationale des Arts et Métiers, PARIS, Frankrike

Saint Gobain-Pont-à-Mousson, Boîte postale 417, 54-NANCY-01,  
Meurthe-Et-Moselle, Frankrike

Tokio institut of technology, Dept. of engineering, 2-12-1,  
O-okayama, Meguro-ku, TOKIO, Japan

Technische Hogeschool, Dept. of Civil Engineering, DELFT,  
Holland

Sovjetunionen, lämplig instans via Civilingenjör Sven Forsberg,  
IVA, Box 5073, 102 42 STOCKHOLM 5

Mr. Ferenc Csanda, Mélyépítési Tervező V., H-1053., BUDAPEST,  
Muzeum krt. 1/b., Ungern

Svar har erhållits från följande:

Mr. J. Garancher, Ministère de la Qualité de la Vie, Direction  
de la Prévention des Pollutions et Nuisances, 14 Bld du  
Maréchal Leclerc, 92521-NEUILLY/SEINE, Frankrike

Mr. J.R. Hope, Stanton and Staveland, P.O.Box 72, NEAR NOTTINGHAM,  
England NG10 5AA

Mr. M.J. Littlewood, Yorkshire Imperial Plastics Ltd., P.O.Box  
166, LEEDS LS 11 RD, England

Mr. J. Matson, JD & DM Watson, 31-49 Grangeway Center, Tynemouth,  
NORTHUMBERLAND, NE29 9DP, England

Mr. J.D. Parkhurst, County Sanitation District of Los Angeles  
County, 2020 Veberly Boulevard, LOS ANGELES, Calif. 90057 USA

Mr. C. Million, Société Immobilière du Département de la Réunion, 12 Rue Félix Guyon, SAINT-DENIS, Frankrike

Mr. R.H. Sullivan, American Public Works Association, 1313 East 60th Street, CHICAGO, Illinois, USA

Mr. P. Descroix, Association Générale des Hygiénistes et Techniciens Municipaux, 9 Rue de Phalsbourg - 75017 PARIS, Frankrike

Mr. R.D. Pomeroy, Pomeryo, Johnston and Bailey, 660 South Fair Oaks, PASADENA, Calif. 91105, USA

Babbie Shaw & Morton, 95 Bokwell Street, GLASGOW, G2 7HX, Scotland











**R62: 1975**

**Denna rapport hänför sig till forskningsanslag 730028-9 från  
Statens råd för byggnadsforskning till Ingenjörsfirman  
Orrje & Co AB, Stockholm.**

**Distribution: Svensk Byggtjänst, Box 1403, 111 84 Stockholm  
Grupp: konstruktion**

**Pris: 23 kronor + moms**